[illegible]

Wolkenbrüchen von [illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

Die

Balkenbrücken von Schmiedeeisen.

Von

Hugo Lentz,
Wasserbau-Inspector in Cuxhaven.

Mit 5 Tafeln Abbildungen in Quer-Folio und 146 lithographischen Zeichnungen im Text.

Berlin, 1865.
Ferdinand Schneider.
(Matthäikirchstraße 24.)

Seinem theuren Vater

Ernst Constantin Lentz

als Zeichen kindlicher Dankbarkeit

gewidmet

vom Verfasser.

Inhalt.

Anhang.

Zeichnungen.

Wesentliche Druckfehler.

Seite 11 lies in der Figur, mittelster Stiel: 0,041 statt 0,401
" 14 lies in der Figur: R statt Q und Q statt R
" 33 lies in der dritten Figur von oben: + 0,355 statt − 0,355
" 35 fehlt in der ersten Figur die erste Strebe
" 37 lies im zweiten Stiel der zweiten Figur: 1,138 statt 1,738
" 52 lies im oberen Rahmen der zweiten Figur: 108,07 statt 108,7
" 52 lies im zweiten Intervall der letzten Figur: 2,69 statt 2,6

Einleitung.

Die schmiedeeisernen Balkenbrücken wurden durch die Eisenbahnen hervorgerufen und ihre Geschichte hat kaum ein halbes Menschenalter erreicht.. In England entstanden die ersten Brücken dieser Art und England gebührt das Verdienst, sämmtliche der bisher angewandten Construktionen zuerst in größerem Maaßstabe ausgeführt zu haben.

Im Jahre 1845 erbaute Sir John Mecneill die erste nach dem Town'schen Lattensystem gebildete Gitterbrücke über den Royal-Canal in Dublin*). Bei einer Lichtweite von 140 Fuß war sie mit jedem der beiden Landpfeiler auf 39 Fuß Länge verankert, bei einer Maschenweite von 17 Zoll in der Diagonale gemessen hatte sie für zwei Gleise drei Tragwände.

In den Jahren 1846 bis 1850 erbaute Robert Stephenson nach dem von ihm und seinen Assistenten erfundenen System der Röhrenbrücken, die Conway- und die Britannia-Brücke. Die Letztere wurde mit Lichtweiten von 459 und 230 Fuß über vier Oeffnungen gekuppelt.

Isambard Kingdom Brunel erbaute 1849 die Windsor-Brücke mit einer Lichtweite von 187 Fuß. Diese Brücke hatte für zwei Gleise drei Fachwerks-Parabelträger, nach dem vom Königl. Hannöv. Oberhof-Baudirector Laves im Jahre 1834 erfundenen Systeme. Ebenfalls im Jahre 1849 erbauten Fox und Henderson Parabelträger-Brücken, welche jedoch für zwei Gleise nur zwei Träger hatten.

Diese wenigen Brücken, welche in dem kurzen Zeitraum von fünf Jahren entstanden, bilden sowohl hinsichtlich der Anordnung im Ganzen wie in Bezug auf die Einzelheiten die Grundlage aller Eisenbahnbrücken dieser Gattung, welche seitdem in Europa gebaut worden sind. Eine Ausnahme machen nur die Warren-Träger, welche mit ihren abweichenden Vertical-Construktionen einige Jahre später in England erfunden wurden.

Während so in England ein System nach dem andern thatsächlich erprobt wurde, behalf man sich in Deutschland noch mit hölzernen Sprengwerken und für größere Spannweiten ahmte man die gerade in Amerika erfundenen Howe'schen Brücken getreulich nach. Erst mit oder nach dem Jahre 1850 begann man die Construktion eiserner Balkenbrücken, ohne sich jedoch mit Entschiedenheit einem der genannten Systeme zuzuwenden. Am meisten Anhänger fanden bei rechtwinkliger Trägerform die Gitter- und Blechbrücken, während die Parabelträger sowohl wie das bei ihnen angewandte Fachwerk längere Zeit hindurch vollkommen vernachlässigt zu werden schienen.

---

*) Förster's Bauzeitung 1848. S. 1 u. ff. Preußische Zeitschrift für Bauwesen 1857. S. 215.

Diese auffallende Thatsache erklärt sich durch die allgemeine Bevorzugung, welche man nicht nur in Deutschland, sondern auch in England und Frankreich den gekuppelten Trägern zu Theil werden ließ. Die auf theoretischem Wege ermittelten Vortheile derselben — welche schon Sir John Mecneill bei der Dubliner Brücke zu erreichen gestrebt hatte — hielt man für so beträchtlich, daß man ihrer um jeden Preis theilhaftig werden wollte. Diese Vortheile waren unter den in Betracht gezogenen Trägerformen bei der rechtwinkligen am größten, und deshalb herrschte eigentlich vollkommene Einigkeit darüber, daß der gekuppelte rechtwinklige Träger vor allen Andern den Vorzug verdiene. Nur über die zweckmäßigste Art der Ausfüllung seiner Wände spalteten sich die Meinungen, und während einer Reihe von Jahren kämpften zahlreiche Federn für Blech, Gitter oder Fachwerk, ohne jedoch zu irgend einem bestimmten Resultate zu gelangen.

In Uebereinstimmung mit diesen Ansichten wurden im vorigen Jahrzehnt in den genannten Ländern fast ausschließlich gekuppelte Blech- oder Gitterbrücken gebaut, wobei jedoch die Letzteren entschieden das Uebergewicht hatten. An den Blechbrücken, gekuppelt oder nicht gekuppelt, hielten in England und Frankreich nur einzelne Ingenieure fest, und in Deutschland stand das Königreich Hannover mit seiner ausgeprägten Vorliebe für diese Construktionsform ziemlich allein.

Der Glaube an die gekuppelten Träger begann in Deutschland erst erschüttert zu werden, nachdem der Parabelträger im Jahre 1856 merkwürdigerweise zum zweiten oder dritten Male erfunden und angewandt worden war. Die öffentliche Meinung, welche bis dahin die Versuche einiger englischen Construkteure dieser Trägerform Geltung zu verschaffen fast ignorirt hatte, schwankte auf's Neue und scheint sich auch augenblicklich noch nicht befestigt zu haben. —

Diese Darlegung des Sachverhaltes läßt vermuthen, daß die zweckentsprechendste Form und Construktion schmiedeeiserner Balkenbrücken keineswegs als festgestellt betrachtet werden darf; in dieser Vermuthung wird man bestärkt, wenn man die Motive studirt, welche in den einzelnen Fällen die Entscheidung zu Gunsten des einen oder andern Systems lenkten, und diese Vermuthung wird zur Gewißheit, wenn man verschiedene Brücken, welche unter ähnlichen Verhältnissen erbaut wurden, mit einander vergleicht. Selten oder nie läßt sich klar erkennen, ob die beim Entwurfe einer Brücke erstrebten Resultate wirklich erreicht wurden; durch eine große Zahl als nebensächlich betrachteter Umstände werden sie mehr oder weniger verdeckt, so daß es ebensowenig dem Erbauer wie dem unbefangenen Zuschauer möglich ist zu entscheiden, was auf Rechnung des Systems, was auf Rechnung der Nebenumstände gesetzt werden muß. Die Unterschiede zwischen verschiedenen nach demselben System erbauten Brücken sind oft größer als zwischen Brücken, welche nach verschiedenen Systemen construirt sind und da die Verschiedenheit der Systeme sowohl die Trägerform wie die Art der Wände betrifft, so hat man gewöhnlich eine Combination mehrer Systeme zu betrachten, wodurch es dann doppelt schwer oder ganz unmöglich wird, die Wirkung jedes derselben in einem bestimmten Falle ausfindig zu machen.

Eine klare Einsicht in das Wesen eines Bauwerkes und ein begründetes Urtheil über den Werth seiner Construktion läßt sich nur gewinnen, wenn man bestimmte Rechenschaft darüber geben kann, welchen Zweck jeder seiner Theile zu erfüllen hat und welchen Einfluß jeder Theil auf das Ganze auszuüben fähig ist. Aus der Bekanntschaft mit dem Zweck der einzelnen Theile und ihrer Wirkung auf das Ganze lassen sich dann die Grundsätze ableiten, welche bei dem Zusammenfügen der einzelnen Theile zu einem bestimmten Ganzen mit bestimmten Eigenschaften befolgt werden müssen.

Die Entwickelung der für die Construktion der Balkenbrücken maaßgebenden Grundsätze habe ich in diesen Blättern versucht, obgleich ich das Schwierige einer genügenden Lösung dieser umfangreichen Aufgabe keineswegs verkennen konnte. Gerade diese Schwierigkeiten lassen mich hoffen, daß auch ein schwacher Versuch der Berücksichtigung nicht ganz unwerth befunden werden wird und in dieser Hoffnung übergebe ich diese Arbeit der nachsichtigen Beurtheilung meiner Fachgenossen.

Als wichtigstes Erforderniß für die beabsichtigten Untersuchungen enthält der I. der drei folgenden Abschnitte diejenigen Formeln, welche zur Berechnung der gebräuchlichen Trägerformen nothwendig sind. Diese Formeln sind auf Grundlage der im Jahre 1851 gleichzeitig von W. Schwedler*) und K. Culmann**) veröffentlichten Arbeiten zusammengestellt, berücksichtigen jedoch die schiefen Belastungen in soweit als es für den vorliegenden speciellen Zweck erforderlich schien.

Der II. Abschnitt beschäftigt sich mit den hauptsächlichsten der bei der Construktion von Balkenbrücken in Betracht kommenden Fragen. Aus allgemeinen Untersuchungen über die einzelnen Theile eines Brückenträgers sind die bei seinem Entwurfe und seiner Beurtheilung maaßgebenden Regeln abgeleitet.

Der III. Abschnitt erläutert und prüft diese Regeln, indem sich der speciellen Betrachtung einer Anzahl bestehender Brücken ein Vergleich zwischen ihren Hauptabmessungen und Eigengewichten anschließt. Als Anhang sind die Skizzen einiger Entwürfe mitgetheilt, welche den Zweck haben, die Zunahme des Eigengewichtes bei wachsender Spannweite zu ermitteln.

*) Preußische Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1851.
**) Förster's Bauzeitung, Jahrgang 1851 und 1852.

Diese auffallende Thatsache erklärt sich durch die allgemeine Bevorzugung, welche man nicht nur in Deutschland, sondern auch in England und Frankreich den gekuppelten Trägern zu Theil werden ließ. Die auf theoretischem Wege ermittelten Vortheile derselben — welche schon Sir John Mecneill bei der Dubliner Brücke zu erreichen gestrebt hatte — hielt man für so beträchtlich, daß man ihrer um jeden Preis theilhaftig werden wollte. Diese Vortheile waren unter den in Betracht gezogenen Trägerformen bei der rechtwinkligen am größten, und deshalb herrschte eigentlich vollkommene Einigkeit darüber, daß der gekuppelte rechtwinklige Träger vor allen Andern den Vorzug verdiene. Nur über die zweckmäßigste Art der Ausfüllung seiner Wände spalteten sich die Meinungen, und während einer Reihe von Jahren kämpften zahlreiche Federn für Blech, Gitter oder Fachwerk, ohne jedoch zu irgend einem bestimmten Resultate zu gelangen.

In Uebereinstimmung mit diesen Ansichten wurden im vorigen Jahrzehnt in den genannten Ländern fast ausschließlich gekuppelte Blech- oder Gitterbrücken gebaut, wobei jedoch die Letzteren entschieden das Uebergewicht hatten. An den Blechbrücken, gekuppelt oder nicht gekuppelt, hielten in England und Frankreich nur einzelne Ingenieure fest, und in Deutschland stand das Königreich Hannover mit seiner ausgeprägten Vorliebe für diese Constructionsform ziemlich allein.

Der Glaube an die gekuppelten Träger begann in Deutschland erst erschüttert zu werden, nachdem der Parabelträger im Jahre 1856 merkwürdigerweise zum zweiten oder dritten Male erfunden und angewandt worden war. Die öffentliche Meinung, welche bis dahin die Versuche einiger englischen Constructeure dieser Trägerform Geltung zu verschaffen fast ignorirt hatte, schwankte auf's Neue und scheint sich auch augenblicklich noch nicht befestigt zu haben. —

Diese Darlegung des Sachverhaltes läßt vermuthen, daß die zweckentsprechendste Form und Construktion schmiedeeiserner Balkenbrücken keineswegs als festgestellt betrachtet werden darf; in dieser Vermuthung wird man bestärkt, wenn man die Motive studirt, welche in den einzelnen Fällen die Entscheidung zu Gunsten des einen oder andern Systems lenkten, und diese Vermuthung wird zur Gewißheit, wenn man verschiedene Brücken, welche unter ähnlichen Verhältnissen erbaut wurden, mit einander vergleicht. Selten oder nie läßt sich klar erkennen, ob die beim Entwurfe einer Brücke erstrebten Resultate wirklich erreicht wurden; durch eine große Zahl als nebensächlich betrachteter Umstände werden sie mehr oder weniger verdeckt, so daß es ebensowenig dem Erbauer wie dem unbefangenen Zuschauer möglich ist zu entscheiden, was auf Rechnung des Systems, was auf Rechnung der Nebenumstände gesetzt werden muß. Die Unterschiede zwischen verschiedenen nach demselben System erbauten Brücken sind oft größer als zwischen Brücken, welche nach verschiedenen Systemen construirt sind und da die Verschiedenheit der Systeme sowohl die Trägerform wie die Art der Wände betrifft, so hat man gewöhnlich eine Combination mehrer Systeme zu betrachten, wodurch es dann doppelt schwer oder ganz unmöglich wird, die Wirkung jedes derselben in einem bestimmten Falle ausfindig zu machen.

Eine klare Einsicht in das Wesen eines Bauwerkes und ein begründetes Urtheil über den Werth seiner Construktion läßt sich nur gewinnen, wenn man bestimmte Rechenschaft darüber geben kann, welchen Zweck jeder seiner Theile zu erfüllen hat und welchen Einfluß jeder Theil auf das Ganze auszuüben fähig ist. Aus der Bekanntschaft mit dem Zweck der einzelnen Theile und ihrer Wirkung auf das Ganze lassen sich dann die Grundsätze ableiten, welche bei dem Zusammenfügen der einzelnen Theile zu einem bestimmten Ganzen mit bestimmten Eigenschaften befolgt werden müssen.

Die Entwickelung der für die Construktion der Balkenbrücken maaßgebenden Grundsätze habe ich in diesen Blättern versucht, obgleich ich das Schwierige einer genügenden Lösung dieser umfangreichen Aufgabe keineswegs verkennen konnte. Gerade diese Schwierigkeiten lassen mich hoffen, daß auch ein schwacher Versuch der Berücksichtigung nicht ganz unwerth befunden werden wird und in dieser Hoffnung übergebe ich diese Arbeit der nachsichtigen Beurtheilung meiner Fachgenossen.

Als wichtigstes Erforderniß für die beabsichtigten Untersuchungen enthält der I. der drei folgenden Abschnitte diejenigen Formeln, welche zur Berechnung der gebräuchlichen Trägerformen nothwendig sind. Diese Formeln sind auf Grundlage der im Jahre 1851 gleichzeitig von W. Schwedler*) und K. Culmann**) veröffentlichten Arbeiten zusammengestellt, berücksichtigen jedoch die schiefen Belastungen in soweit als es für den vorliegenden speciellen Zweck erforderlich schien.

Der II. Abschnitt beschäftigt sich mit den hauptsächlichsten der bei der Construktion von Balkenbrücken in Betracht kommenden Fragen. Aus allgemeinen Untersuchungen über die einzelnen Theile eines Brückenträgers sind die bei seinem Entwurfe und seiner Beurtheilung maaßgebenden Regeln abgeleitet.

Der III. Abschnitt erläutert und prüft diese Regeln, indem sich der speciellen Betrachtung einer Anzahl bestehender Brücken ein Vergleich zwischen ihren Hauptabmessungen und Eigengewichten anschließt. Als Anhang sind die Skizzen einiger Entwürfe mitgetheilt, welche den Zweck haben, die Zunahme des Eigengewichtes bei wachsender Spannweite zu ermitteln.

*) Preußische Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1851.
**) Förster's Bauzeitung, Jahrgang 1851 und 1852.

I. Abschnitt.

Theorie der Brückenbalken auf zwei Stützpunkten.

§. 1. Allgemeine Formeln.

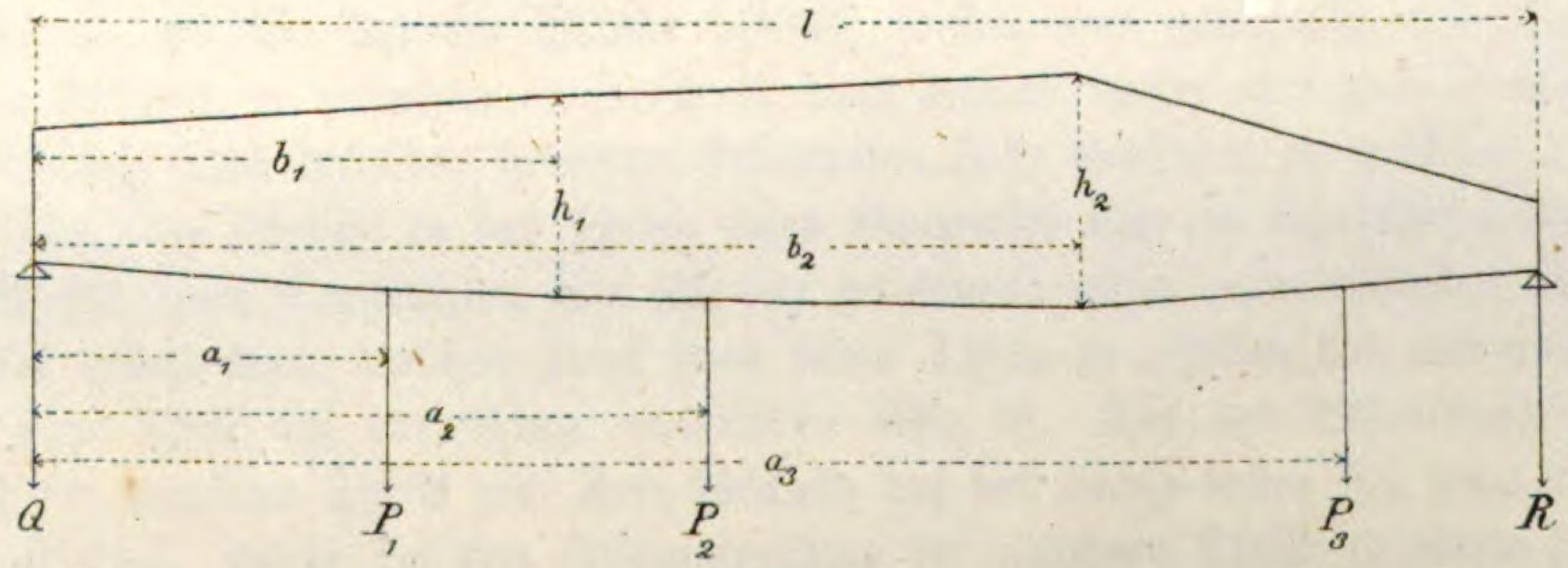
Die Kräfte, welche in einem auf seinen Endpunkten unterstützten Balken thätig sind, werden durch die Belastung desselben hervorgerufen und können in verticale und horizontale zerlegt werden.

Die in Folge der Schwerkraft senkrecht abwärts wirkenden Lasten erfordern zur Herstellung des Gleichgewichtes die ihnen gleiche, aber aufwärts wirkende Kraft der Stützpunkte. Jede auf dem Balken ruhende Last vertheilt ihr Gewicht auf die beiden Stützpunkte im umgekehrten Verhältniß ihrer Entfernungen von denselben, und durch Addition dieser Gewichtstheile findet man die Summe der Wirkungen der einzelnen Lasten auf die Stützpunkte, d. h. den Auflagerdruck.

Die in dem Balken wirksame, abwärts wirkende Verticalkraft ist über jedem Stützpunkte gleich dem Auflagerdruck und vermindert sich nach der Mitte des Balkens zu. Man findet sie für irgend einen Querschnitt des Balkens, wenn man von dem Auflagerdruck das Gewicht der zwischen diesem Querschnitt und dem Auflager befindlichen Lasten abzieht.

Durch die abwärts wirkende Kraft der Belastung des Balkens und durch die aufwärts wirkende Kraft der Stützpunkte wird in den Balkentheilen ein Bestreben zur Drehung um die Stützpunkte hervorgerufen, welches ein Zusammenpressen der oberen und ein Auseinanderziehen der unteren Theile des Balkens zur Folge hat. Die horizontalen Seitenkräfte der Pressung und des Zuges in irgend einem Querschnitte sind untereinander und einzeln gleich der Summe der Momente der auf einer Seite dieses Querschnittes wirkenden Verticalkräfte, dividirt durch die nutzbare Höhe des Balkens in diesem Querschnitte.

Ist also ein Balken von constanter Breite und der Länge l auf seinen Endpunkten durch die Auflager Q und R unterstützt und durch die Gewichte P_1 P_2 P_3 u. s. f. belastet, so ist der Auflagerdruck:



$$\begin{cases} Q = P_1 \frac{l-a_1}{l} + P_2 \frac{l-a_2}{l} + P_3 \frac{l-a_3}{l} + \dots \\ R = P_1 \frac{a_1}{l} + P_2 \frac{a_2}{l} + P_3 \frac{a_3}{l} + \dots \end{cases}$$

Die Verticalkraft in irgend einem Querschnitt ist:

$$\begin{cases} \text{zwischen } P_1 \text{ und } P_2:\ V_1 = Q - P_1 = R - (P_2 + P_3 + \dots) \\ \text{zwischen } P_2 \text{ und } P_3:\ V_2 = Q - (P_1 + P_2) = R - (P_3 + \dots) \text{ u. s. f.} \end{cases}$$

Die Horizontalkraft in irgend einem zwischen P_1 und P_2 liegenden Querschnitte, welcher um b_1 vom Auflager Q entfernt ist und in dem die nutzbare Balkenhöhe h_1 beträgt, muß sein:

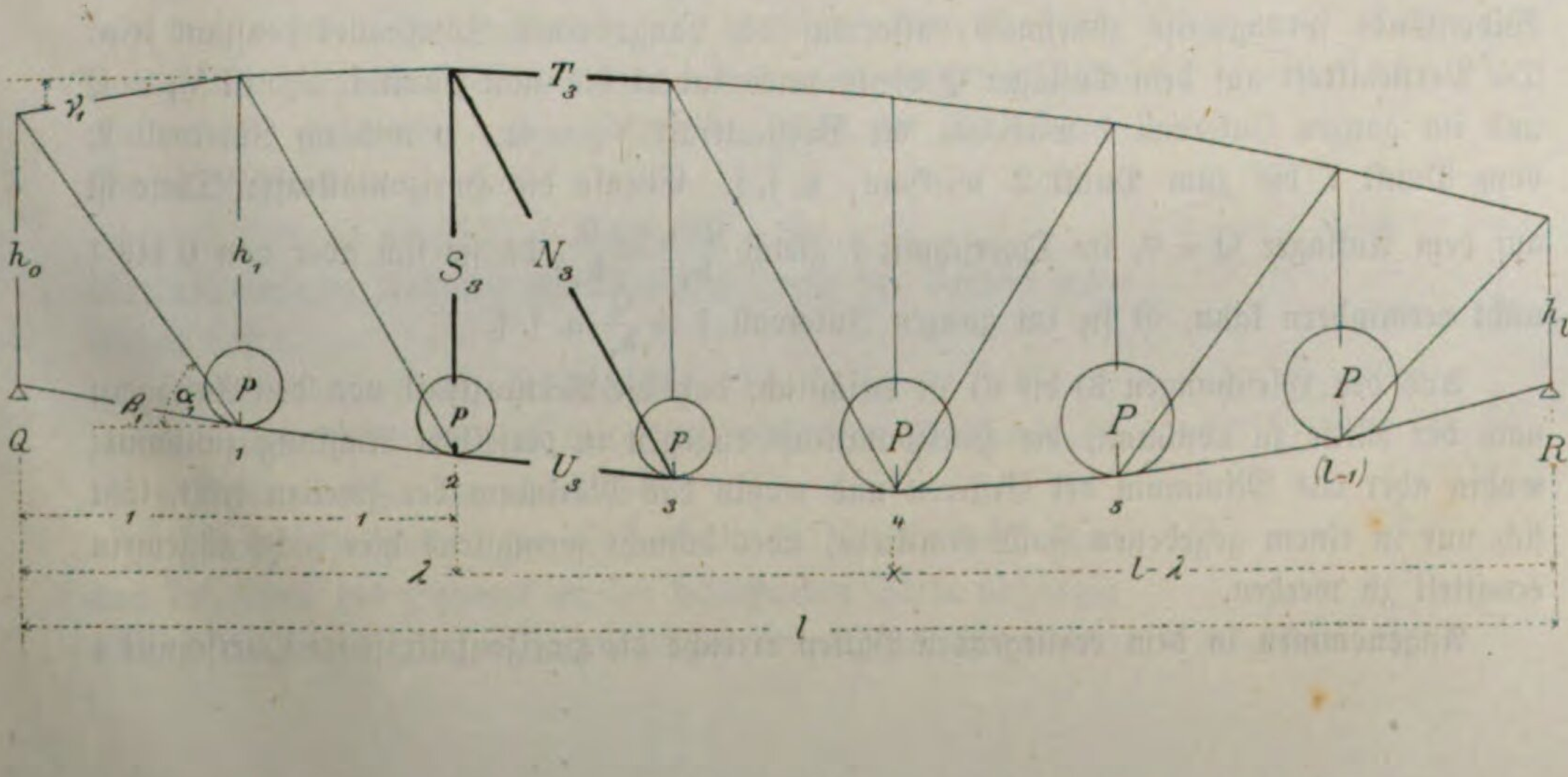
$$H_1 = \frac{Q b_1 - P_1 (b_1 - a_1)}{h_1} = \frac{R(l - b_1) - [P_2 (a_2 - b_1) + P_3 (a_3 - b_1) + \dots]}{h_1}.$$

Ebenso die Horizontalkraft in einem zwischen P_2 und P_3 liegenden Querschnitte, welcher um b_2 vom Auflager Q entfernt ist und in dem die nutzbare Balkenhöhe h_2 beträgt:

$$H_2 = \frac{Q b_2 - [P_1 (b_2 - a_1) + P_2 (b_2 - a_2)]}{h_2} = \frac{R(l - b_2) - [P_3 (a_3 - b_2) + \dots]}{h_2}.$$

Durch diese drei — den erwähnten Abhandlungen von **Schwedler** und **Culmann** entnommenen — Sätze sind die Horizontal- und Verticalkräfte in jedem Querschnitte eines beliebig geformten und irgendwie belasteten Balkens bestimmt, und bei gegebener Form und Belastung eines Balkens lassen sich daraus die von seinen einzelnen Theilen zu entwickelnden Widerstände finden. Für unregelmäßige Trägerformen und unregelmäßige Belastungen erfordert dies jedoch in jedem Falle eine besondere Untersuchung, während sich für die gebräuchlichen, regelmäßigen Trägerformen unter gewissen Annahmen über ihre Belastung und Eintheilung Formeln aufstellen lassen, aus denen die gesuchten Widerstände der einzelnen Construktionstheile ohne Weiteres berechnet werden können. Die Ermittelung dieser Formeln ist der Zweck dieses Abschnittes; das angewandte Verfahren wird zugleich den Weg andeuten, welcher für andere Balkenformen und andere Belastungen einzuschlagen ist.

Der nachstehend durch die Mittellinien seiner Construktionstheile dargestellte Balken von der Länge l sei auf seinen Enden durch die in einer Horizontalen liegenden Auflager Q und R unterstützt, und in eine Anzahl gleicher Intervalle 1, 2, 3 ... (l − 1), l, von der Länge = 1 getheilt. Die Höhe des Balkens auf dem Stützpunkte Q sei h_0, die am Ende des ersten Intervalles sei h_1, die am Ende des zweiten h_2 u. s. f. Jedes Intervall



werde durch zwei Stiele begrenzt und, wie die Figur zeigt, durch ein Band ausgefüllt. Die Construktionstheile seien bezeichnet:

der obere Rahmen mit T
der untere Rahmen mit U
die Bänder mit N
die Stiele mit S,

und für jedes Intervall werde diesen Buchstaben die betreffende Nummer angehängt, wie dies in der Figur für die zum Intervall 3 gehörigen Construktionstheile angegeben ist. Die Winkel, welche sie mit der Horizontalen bilden, seien beziehentlich γ, β, α, denen ebenfalls die zugehörige Nummer beigefügt werden muß.

Die Belastung des Balkens denke man sich in den Intervallpunkten concentrirt, und zwar sei sie vom Auflager Q bis zum Intervall λ gleich dem Eigengewicht des Balkens $= p$ pro Intervall; auf der übrigen Länge $(l - \lambda)$ gleich dem Eigengewicht und der zufälligen Belastung $= (p + \pi) = P$ pro Intervall. Die Auflager sind als nicht direct belastet angenommen, weil ihre Belastung auf die Spannungen der Balkentheile doch keinen Einfluß ausüben könnte.

Unter diesen Annahmen findet man nach den drei mitgetheilten Sätzen:

Den Druck auf die Auflager:

1) $$Q = \frac{l-1}{2} p + (l - \lambda)\, \pi \frac{l - \lambda + 1}{2l} = \frac{l-1}{2} p + \frac{\lambda^2 - (2l+1)\lambda + l^2 + l}{2l} \pi$$

2) $$R = \frac{l-1}{2} p + (l - \lambda)\, \pi \frac{\lambda + \frac{l - \lambda - 1}{2}}{l} = \frac{l-1}{2} P - \frac{\lambda^2 - \lambda}{2l} \pi.$$

Die Verticalkraft im Intervall n:

3) $V_n = Q - (n-1)\, p$ für das mit p belastete Stück

4) $V_n = R - (l-n)\, P$ für das mit P belastete Stück.

Die Horizontalkraft im Intervall n:

5) $H_n = \left[Qn - \frac{(n-1)\, n\, p}{2}\right] \frac{1}{h_n}$ für das mit p belastete Stück

6) $H_n = \left[R(l-n) - \frac{(l-n-1)(l-n)\, P}{2}\right] \frac{1}{h_n}$ für das mit P belastete Stück.

In der obigen Figur sind die Rahmen von einem Intervallpunkt zum andern durch gerade Linien dargestellt, wie bei der hier angenommenen Belastungsart auch nothwendig ist. Da die Lasten von Intervall zu Intervall sprungweise zunehmen, so müssen auch die Widerstände sprungweise zunehmen, also auf die Länge eines Intervalles constant sein: Die Verticalkraft auf dem Auflager Q bleibt unverändert bis zum Punkt 1, also ist $V_1 = Q$ und im ganzen Intervall 1 wirksam; die Verticalkraft $V_2 = Q - p$ und im Intervall 2, vom Punkt 1 bis zum Punkt 2 wirksam, u. s. f. Ebenso die Horizontalkraft: Diese ist auf dem Auflager $Q = 0$, im Querschnitt 1 gleich $\frac{Q \cdot 1}{h_1} = \frac{Q}{h_1}$; da sie sich aber von 0 bis 1 nicht vermindern kann, ist sie im ganzen Intervall $1 = \frac{Q}{h_1}$ u. s. f.

Aus den Gleichungen 3) bis 6) ist ersichtlich, daß die Verticalkraft von den Auflagern nach der Mitte zu abnimmt, die Horizontalkraft dagegen in derselben Richtung zunimmt; wohin aber das Minimum der Ersteren und wohin das Maximum der Zweiten trifft, läßt sich nur in einem gegebenen Falle ermitteln, oder braucht wenigstens hier nicht allgemein ermittelt zu werden.

Angenommen in dem vorliegenden Balken erreiche die Horizontalkraft im Querschnitt 4

ihren höchsten Werth, so müssen die horizontalen Seitenkräfte des oberen auf Druck angestrengten Rahmens in den Intervallen 4 und 5 untereinander und gleich der obigen Horizontalkraft sein. Also:

$$H_4 = \mathrm{Cos}\,\gamma_4\, T_4 = \mathrm{Cos}\,\gamma_5\, T_5.$$

Ebenso muß die horizontale Seitenkraft des oberen Rahmens im Intervall 3 gleich der Horizontalkraft im Querschnitt 3 sein; die des oberen Rahmens im Intervall 6 gleich der Horizontalkraft im Querschnitt 5 u. s. f., woraus sich für den oberen Rahmen in irgend einem Intervall ergiebt:

$$7)\quad \begin{cases} T_n = \dfrac{H_n}{\mathrm{Cos}\,\gamma_n} & \text{bis zum größten Werth von } H_n \\[2ex] T_n = \dfrac{H_{n-1}}{\mathrm{Cos}\,\gamma_n} & \text{vom größten Werth von } H_n \text{ rechts.} \end{cases}$$

Vom Querschnitt 4 zu 3 oder zu 5 übergehend verringert sich die Horizontalkraft H_4 auf H_3 oder H_5, weshalb hier zur Herstellung des Gleichgewichtes das Zugband nothwendig ist; die horizontale Seitenkraft desselben muß demnach sein:

$$\mathrm{Cos}\,\alpha_4\, N_4 = H_4 - H_3 \quad \text{und} \quad \mathrm{Cos}\,\alpha_5\, N_5 = H_4 - H_5,$$

woraus allgemein gefunden wird:

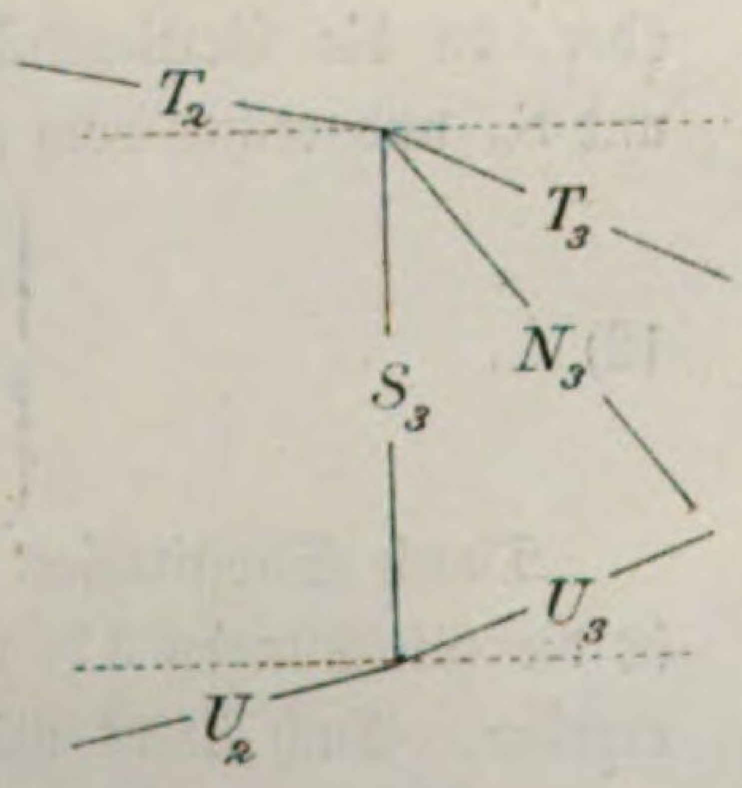
$$8)\quad \begin{cases} N_n = \dfrac{H_n - H_{n-1}}{\mathrm{Cos}\,\alpha_n} & \text{bis zum größten Werth von } H_n \\[2ex] N_n = \dfrac{H_{n-1} - H_n}{\mathrm{Cos}\,\alpha_n} & \text{vom größten Werth von } H_n \text{ rechts.} \end{cases}$$

Im Querschnitt 4 des unteren auf Zug angestrengten Rahmens hat die Horizontalkraft denselben Werth wie im oberen Rahmen, allein weil die daselbst in demselben Sinne wirkenden Zugbänder einen Theil der Horizontalkraft aufnehmen, so muß sie im unteren Rahmen um ebensoviel geringer sein. Also:

$$\mathrm{Cos}\,\beta_4\, U_4 = H_4 - (H_4 - H_3) = H_3$$
$$\mathrm{Cos}\,\beta_5\, U_5 = H_4 - (H_4 - H_5) = H_5,$$

wonach der Werth des unteren Rahmens:

$$9)\quad \begin{cases} U_n = \dfrac{H_{n-1}}{\mathrm{Cos}\,\beta_n} & \text{bis zum größten Werth von } H_n \\[2ex] U_n = \dfrac{H_n}{\mathrm{Cos}\,\beta_n} & \text{vom größten Werth von } H_n \text{ rechts.} \end{cases}$$



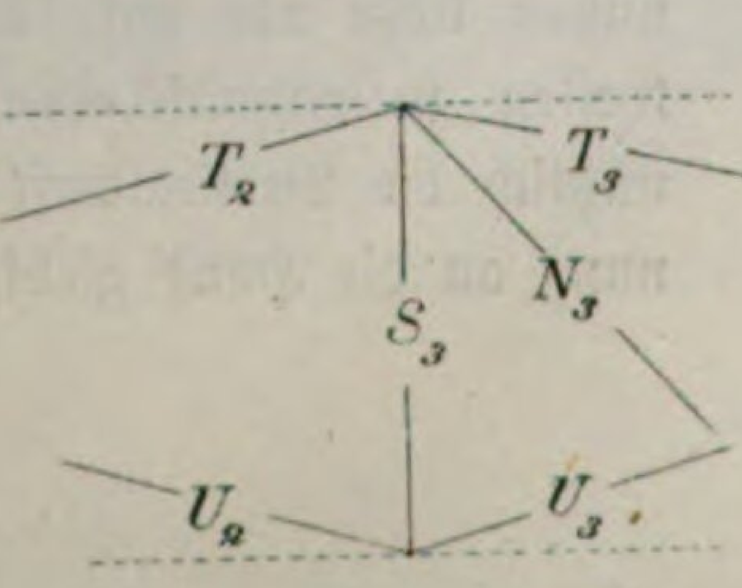
Zur Herstellung des Gleichgewichtes ist nun noch nothwendig, daß der in jedem Intervallpunkt mit zwei oder drei Construktionstheilen zusammentreffende Stiel der Summe ihrer verticalen Seitenkräfte gleich aber entgegegesetzt sei. Z. B. der Stiel 3 am oberen Rahmen:

$$S_3 = \mathrm{Sin}\,\gamma_3\, T_3 + \mathrm{Sin}\,\alpha_3\, N_3 - \mathrm{Sin}\,\gamma_2\, T_2,$$

oder am unteren Rahmen mit Berücksichtigung der daselbst wirkenden Last:

$$S_3 = \mathrm{Sin}\,\beta_2\, U_2 + \mathrm{Sin}\,\alpha_2\, N_2 - \mathrm{Sin}\,\beta_3\, U_3 - p,$$

wo in beiden Fällen die auf den Stiel drückenden Kräfte mit +, die ziehenden mit − bezeichnet sind.



Da die Vorzeichen der Seitenkräfte in diesen Gleichungen von der Form des Systems an der betreffenden Stelle abhängig sind, so müssen sie demgemäß gewählt werden. Würde das Inter-

vall die erste der auf Seite 7 stehenden Formen haben, so würde die erstere dieser beiden Gleichungen lauten:

$$S_3 = -\operatorname{Sin}\gamma_3 T_3 + \operatorname{Sin}\alpha_3 N_3 + \operatorname{Sin}\gamma_2 T_2$$

und hätte es die zweite der auf Seite 7 stehenden Formen:

$$S_3 = -\operatorname{Sin}\gamma_3 T_3 + \operatorname{Sin}\alpha_3 N_3 - \operatorname{Sin}\gamma_2 T_2.$$

Für den Stiel 4 ist der Werth nach der Figur:

$$S_4 = -\operatorname{Sin}\gamma_4 T_4 - \operatorname{Sin}\gamma_5 T_5$$

und für den Stiel 5:

$$S_5 = \operatorname{Sin}\gamma_5 T_5 + \operatorname{Sin}\alpha_5 N_5 - \operatorname{Sin}\gamma_6 T_6,$$

woraus sich allgemein ergiebt, wenn man berücksichtigt, daß der größte Werth für H_n im Querschnitt 4 angenommen ist und daß die Rahmentheile möglicherweise überall die entgegengesetzte Neigung haben können;

10)
$$S_n = \pm \operatorname{Sin}\gamma_n T_n + \operatorname{Sin}\alpha_n N_n \pm \operatorname{Sin}\gamma_{n-1} T_{n-1}$$
bis zum größten Werth von H_n
$$S_{n+1} = \pm \operatorname{Sin}\gamma_n T_n \pm \operatorname{Sin}\gamma_{n+1} T_{n+1}$$
für den größten Werth von H_n
$$S_{n+1} = \pm \operatorname{Sin}\gamma_n T_n + \operatorname{Sin}\alpha_n N_n \pm \operatorname{Sin}\gamma_{n+1} T_{n+1}$$
vom größten Werth von H_n rechts;

und wenn man für T und N die Werthe aus 7) und 8) einsetzt:
$$S_n = (\pm \operatorname{Tg}\gamma_n + \operatorname{Tg}\alpha_n) H_n - (\pm \operatorname{Tg}\gamma_{n-1} + \operatorname{Tg}\alpha_n) H_{n-1}$$
bis zum größten Werth von H_n
$$S_{n+1} = (\pm \operatorname{Tg}\gamma_n \pm \operatorname{Tg}\gamma_{n+1}) H_n$$
für den größten Werth von H_n
$$S_{n+1} = (\pm \operatorname{Tg}\gamma_n + \operatorname{Tg}\alpha_n) H_{n-1} - (\pm \operatorname{Tg}\gamma_{n+1} + \operatorname{Tg}\alpha_n) H_n$$
vom größten Werth von H_n rechts.

Die nach den Gleichungen 3) und 4) bekannte Verticalkraft ist zur Bestimmung der in den einzelnen Construktionstheilen wirkenden Kräfte nicht benutzt; da sie aber nur in den verticalen Seitenkräften der in einem Intervalle befindlichen Construktionstheile enthalten sein kann, muß sie diesen gleich gesetzt werden können. Demnach:

11)
$$V_n = \pm \operatorname{Sin}\gamma_n T_n + \operatorname{Sin}\alpha_n N_n \pm \operatorname{Sin}\beta_n U_n$$

oder, da die Verticalkräfte von T_n und N_n bis zum größten Werth von H_n durch T_{n-1} und S_n und rechts vom größten Werth von H_n durch T_{n+1} und S_{n+1} aufgenommen werden:

12)
$$V_n = \pm \operatorname{Sin}\gamma_{n-1} T_{n-1} + S_n \pm \operatorname{Sin}\beta_n U_n$$
bis zum größten Werth von H_n
$$V_n = \pm \operatorname{Sin}\gamma_{n+1} T_{n+1} + S_{n+1} \pm \operatorname{Sin}\beta_n U_n$$
vom größten Werth von H_n rechts.

Durch Substitution der Werthe für T, U, N und S aus den Gleichungen 7) bis 10) in die Gleichungen 11) und 12) müßte sich der für V_n in Gleichung 3) gefundene Werth ergeben. Auch ist es möglich, daß die in jedem Intervalle bekannte Verticalkraft sich benutzen ließe um auf kürzerem Wege zur Kenntniß der von den einzelnen Construktionstheilen zu entwickelnden Widerstände zu gelangen. Es ist indessen auch ohnedem sehr nützlich die Verticalkraft zu kennen, da sie ein bequemes Mittel zur Controlle der Rechnung an die Hand giebt, wie im nächsten Paragraphen nachgewiesen werden soll.

§. 2. Beispiele.

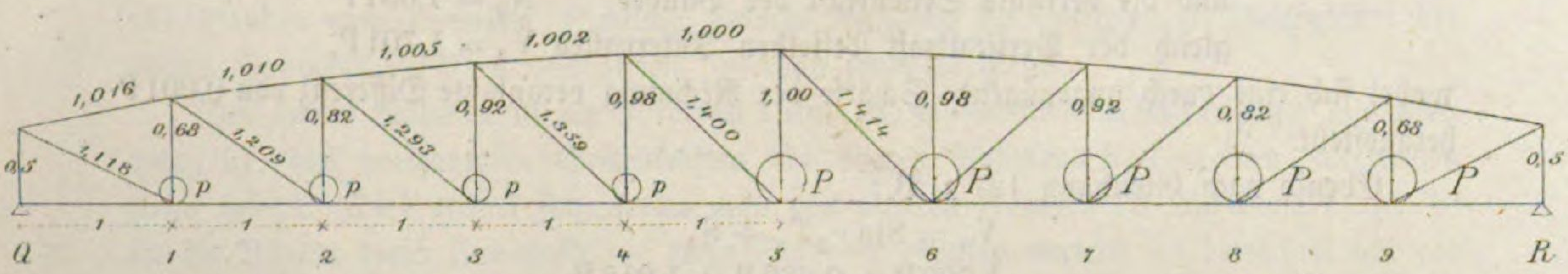
A. Abgestumpfter Parabelträger.

Ein Träger von der Länge $l = 10$ sei in zehn gleiche Intervalle getheilt; der untere Rahmen sei gerade und horizontal; der obere Rahmen, auf den unteren bezogen, sei durch die Gleichung:

$$h_n = 0,5 + 0,2n - 0,02n^2$$

ausgedrückt, also nach einer Parabel geformt. In jedem Intervalle befinde sich ein Stiel und ein Band, wobei vorläufig unbekannt bleibt, welche Richtung die Bänder in den einzelnen Intervallen haben. Der untere Rahmen sei in den vier ersten Intervallpunkten mit p, in den übrigen mit $p + \pi = P$ belastet. Ferner sei $p = 0,2P$, also $\pi = 0,8P$. —

Die hieraus sich ergebenden Längen sämmtlicher Construktionstheile sind nebst Andeutung der Belastung in dem nachstehenden Schema eingeschrieben:

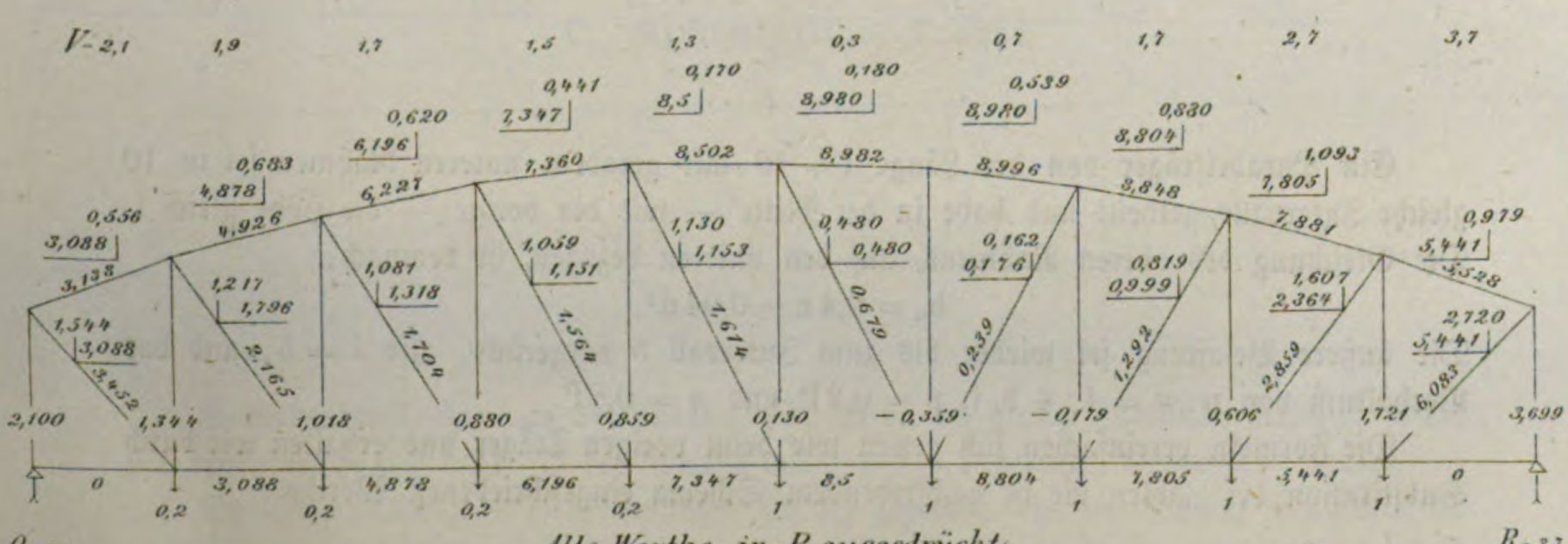


Zur Berechnung dieses Trägers hat man in den Formeln des vorigen Paragraphen $\lambda = 5$, $\operatorname{Cos}\beta = 1$ zu setzen. Man kann sie dadurch etwas vereinfachen, daß man

$$T_n = H_n \times \text{Länge } T_n \text{ statt } T_n = \frac{H_n}{\operatorname{Cos}\gamma_n} \text{ und}$$

$$N_n = (H_n - H_{n-1}) \times \text{Länge } N_n \text{ statt } N_n = \frac{H_n - H_{n-1}}{\operatorname{Cos}\alpha_n}$$

setzt. Berechnet man dann die Stiele nach den ersten drei unter 10) aufgeführten Gleichungen: $S_n = \pm \operatorname{Sin}\gamma_n T_n$ u. s. w., so erhält man alle in dem nachstehenden, verzerrt gezeichneten Schema eingeschriebenen Werthe.



Alle Werthe in P ausgedrückt.

Zur Controlle der Rechnung kann man untersuchen, ob an jedem Knotenpunkt des unteren Rahmens die horizontalen und verticalen Seitenkräfte im Gleichgewicht sind. Z. B. ist im Punkt 4:

$$U_4 = 6{,}196\,P$$
$$\mathrm{Cos}\,\alpha_4\,N_4 = 1{,}151\,P$$
$$\text{Zus. } 7{,}347 = U_5,$$

also die horizontalen Kräfte sind daselbst im Gleichgewicht. Ferner ist:

die abwärts wirkende Kraft von $S_5 = 0{,}859\,P$
die abwärts wirkende Belastung $= 0{,}200\,P$
Zus. $= 1{,}059\,P$

d. i. gleich der aufwärts wirkenden verticalen Seitenkraft von N_4.

Eine zweite Controlle bietet sich durch die für jedes Intervall bekannte Verticalkraft. Die für dieselbe nach Gleichung 3) und 4) berechneten Werthe stehen oberhalb des Schemas, und nach Gleichung 11) soll sein:

die verticale Seitenkraft des oberen Rahmens $T_3 = 0{,}620\,P$
und die verticale Seitenkraft des Bandes $N_3 = 1{,}081\,P$
gleich der Verticalkraft desselben Intervalles $V_3 = 1{,}701\,P$,

wobei sich eine durch ungenügende Schärfe der Rechnung veranlaßte Differenz von 0,001 P herausstellt.

Ebenso nach Gleichung 12) z. B.:

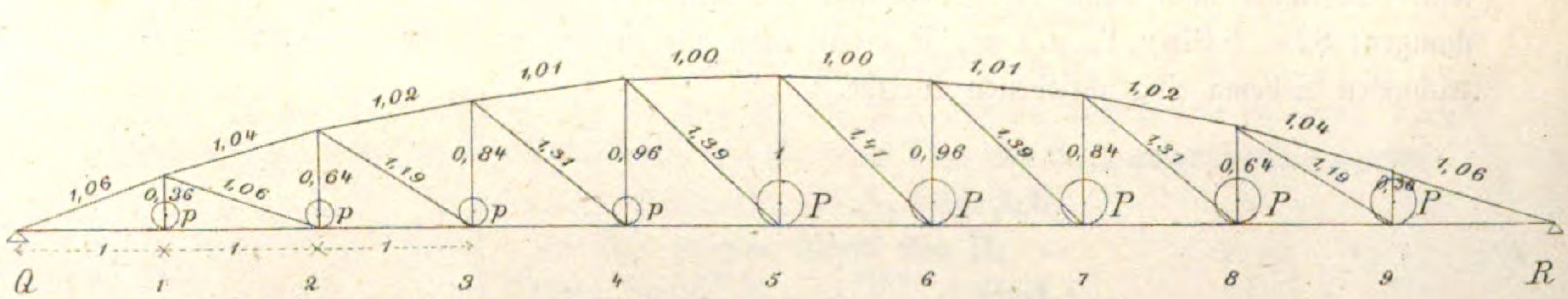
$$V_3 = \mathrm{Sin}\,\gamma_2\,T_2 + S_3$$
$$1{,}700\,P = 0{,}683\,P + 1{,}018\,P,$$

wobei sich auch eine zu vernachlässigende Differenz von 0,001 P findet. Ferner:

$$V_8 = \mathrm{Sin}\,\gamma_9\,T_9 + S_9$$
$$1{,}700\,P = 1{,}093\,P + 0{,}606\,P,$$

was gleichfalls bis auf dieselbe Differenz stimmt. —

B. Parabelträger.

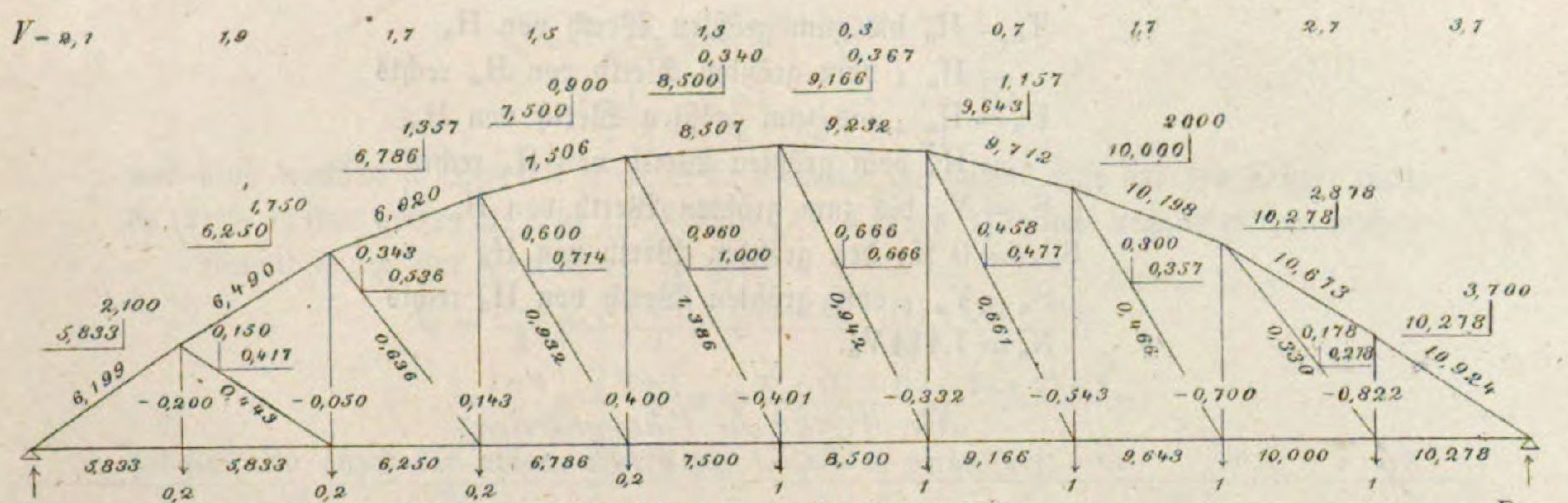


Ein Parabelträger von der Länge $l = 10$ mit geradem unteren Rahmen sei in 10 gleiche Intervalle getheilt und habe in der Mitte — wie der vorige — die Höhe gleich 1. Die Gleichung des oberen Rahmens, auf den unteren bezogen, ist demnach:

$$h_n = 0{,}4\,n - 0{,}04\,n^2.$$

Die äußere Belastung sei wieder bis zum Intervall 5 vorgerückt, also $\lambda = 5$, und das Verhältniß von $p : \pi = 1 : 4$ d. i. $p = 0{,}2\,P$ und $\pi = 0{,}8\,P$.

Die Formeln vereinfachen sich genau wie beim vorigen Träger und erhalten wir durch Substitution der Zahlen die in nachstehendem Schema eingeschriebenen Werthe.



Alle Werthe in P ausgedrückt

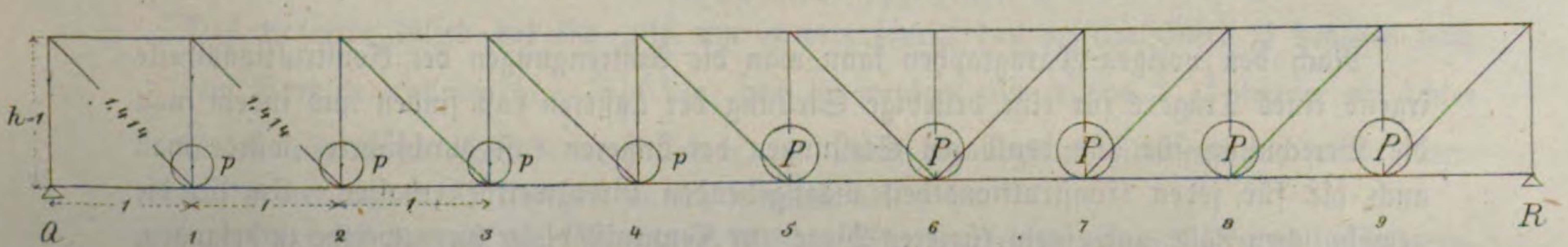
Die Horizontalkraft erreicht ihren höchsten Werth im Querschnitt 9; deshalb müssen alle Bänder nach derselben Richtung geneigt sein und die horizontalen Seitenkräfte des oberen Rahmens im 9ten und 10ten Intervall einander gleich.

Der untere Rahmen ist im Intervall 1 und 10, in scheinbarem Widerspruch mit Gleichung 9), den horizontalen Seitenkräften des oberen Rahmens in denselben Intervallen gleich gesetzt. Dies erklärt sich, wenn man den unteren Rahmen im Intervall 1 und 10 als die Bänder dieser Intervalle — deren Stelle er offenbar vertritt — betrachtet und als solche berechnet.

Die Stiele werden größtentheils negativ, d. h. auf Zug angestrengt, was jedesmal besonders dabei bemerkt ist. Der untere Rahmen und die Bänder werden zwar auch gezogen, allein weil dies bei ihnen ausnahmslos geschieht, ist die entsprechende Bezeichnung nicht nothwendig und weggelassen.

Die Verticalkraft in jedem Intervall ist dieselbe wie beim vorigen Träger und würde für jede Trägerform dieselbe bleiben, so lange die Belastung und die Intervalllängen unverändert sind. Sie ist dem obigen Schema beigefügt und selbstverständlich in gleicher Weise wie beim vorigen Träger zur Controlle zu benutzen. —

C. Rechtwinkliger Träger.

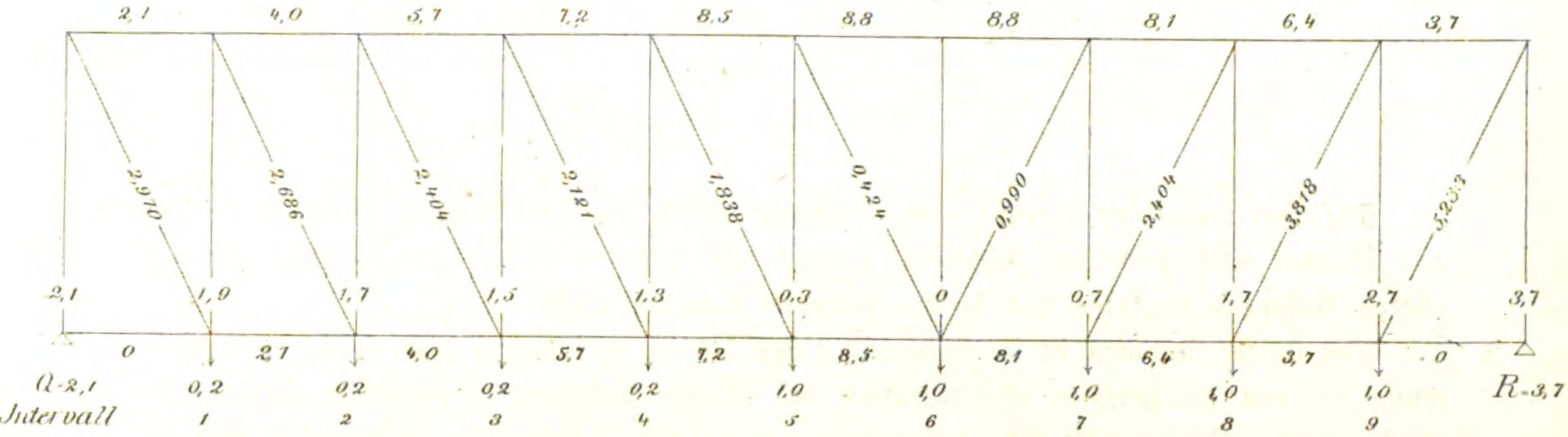


Vorstehender Träger von der Länge $l = 10$ sei in 10 gleiche Intervalle getheilt; in den vier ersten mit je $p = 0{,}2\,P$, in den übrigen mit $p + \pi = P$ belastet, wonach $\lambda = 5$ wird.

Da $\cos\gamma = \cos\beta = 1$, vereinfachen sich die Formeln sehr und lauten, wenn man berücksichtigt, daß die Verticalkraft jedes Intervalles durch das Band allein und ebenfalls durch den Stiel desselben oder den des folgenden Intervalles aufgenommen werden muß:

$T_n = H_n$ bis zum größten Werth von H_n
$= H_{n-1}$ vom größten Werth von H_n rechts
$U_n = H_{n-1}$ bis zum größten Werth von H_n
$= H_n$ vom größten Werth von H_n rechts
$S_n = V_n$ bis zum größten Werth von H_n
$S_{n+1} = 0$ für den größten Werth von H_n
$S_n = V_{n-1}$ vom größten Werth von H_n rechts
$N_n = 1{,}414\, V_n$.

Alle Werthe in P ausgedrückt.



Hiernach ergeben sich die vorstehend eingeschriebenen Werthe. Die Seitenkräfte der Bänder sind nicht beigefügt, weil sie einander gleich und gleich dem Stiel sind, mit welchem das Band an seinem oberen Ende vereinigt ist.

Eine sehr einfache Beziehung zwischen der Horizontal- und Verticalkraft springt bei diesem möglichst regelmäßigen Träger in die Augen. Es ist nämlich:

$$H_n = V_1 + V_2 + V_3 + \ldots V_n,$$

welche Beziehung jedoch nur bei quadratischer Form der Intervalle stattfinden kann.

---

§. 3. Grenzwerthe der Horizontal- und Verticalkräfte.

Nach den vorigen Paragraphen kann man die Anstrengungen der Construktionstheile irgend eines Trägers für eine beliebige Stellung der äußeren Last finden und indem man die Berechnung für alle denkbaren Stellungen der äußeren Last durchführte, würde man auch die für jeden Construktionstheil maaßgebenden Grenzwerthe erhalten. Um für die gewöhnlichen Fälle auf einem kürzeren Wege zur Kenntniß dieser Grenzwerthe zu gelangen, setze man die Congruenz der Trägerhälften voraus und nehme an, daß die äußere Last, vom Auflager R ausgehend, von Intervall zu Intervall sprungweise fortschreite, bis sie den ganzen Träger bedeckt.

Unter diesen Annahmen sollen zunächst die Grenzwerthe der Horizontal- und Verticalkräfte berechnet werden.

Der Auflagerdruck ist nach Gleichung 1):

$$Q = \frac{l-1}{2}p + \frac{\lambda^2 - (2l+1)\lambda + l^2 + l}{2l}\pi$$
$$= \frac{l-1}{2}p + \frac{l+1}{2}\pi + \frac{\lambda^2 - (2l+1)\lambda}{2l}\pi$$

und muß wachsen je kleiner λ wird, d. h. je weiter die äußere Last auf den Träger rückt; da $(2l+1)$ stets größer als λ ist und deshalb $(\lambda^2 - (2l+1)\lambda)$ stets negativ werden muß.

Nimmt λ um eine Einheit ab, so wird:

$$Q = \frac{l-1}{2}p + \frac{l+1}{2}\pi + \frac{(\lambda-1)^2 - (2l+1)(\lambda-1)}{2l}\pi$$
$$= \frac{l-1}{2}p + \frac{l+1}{2}\pi + \frac{\lambda^2 - (2l+1)\lambda - 2\lambda + 2l + 2}{2l}\pi,$$

hat sich also gegen den obigen Werth um $\frac{l-\lambda+1}{l}\pi$ vergrößert.

Die Horizontalkraft ist nach Gleichung 5):

$$H_n = \left[Qn - \frac{(n-1)\,np}{2}\right]\frac{1}{h_n}$$

und wird zunächst mit der Abnahme von λ ebenfalls zunehmen bis $\lambda = n$ ist, weil bis dahin das positive Glied (Qn) wächst, ohne daß das negative $\left(-\frac{n-1}{2}\,np\right)$ sich verändert. Wird λ um eine Einheit kleiner als n, so wächst nach dem Obigen Qn um $\frac{l-\lambda+1}{l}\pi n$ oder um $\left(1+\frac{1}{l}\right)n\pi - \frac{\lambda}{l}n\pi$. Das negative Glied $\left(-\frac{n-1}{2}\,np\right)$ dagegen wächst um π, oder um $(n-\lambda)\,\pi = n\pi - \lambda\pi$. Die Zunahme $\left(1+\frac{1}{l}\right)n\pi$ des positiven Gliedes (Qn) ist also um $\frac{1}{l}n\pi$ größer als diejenige $(n\pi)$ des negativen Gliedes $\left(-\frac{n-1}{2}\,np\right)$, und die Abnahme $-\frac{\lambda}{l}n\pi$ des positiven Gliedes (Qn) kleiner als die Abnahme $(-\lambda\pi)$ des negativen Gliedes, da $\frac{n}{l}$ stets ein ächter Bruch sein muß.

Da für $\lambda = n - 2$ u. s. f. sich Aehnliches ergiebt, so folgt, daß die Horizontalkraft in jedem Querschnitt den größten Werth erreicht, wenn die äußere Last den ganzen Träger bedeckt, und den kleinsten wenn der Träger nur mit seinem Eigengewichte belastet ist.

Die Verticalkraft ist nach Gleichung 3):

$$V_n = Q - (n-1)\,p \text{ für das mit p belastete Stück,}$$

welcher Werth für V_n sowohl positiv wie negativ ausfallen kann.

Betrachten wir zunächst den Fall, daß er positiv wird. Rückt die Last von R auf den Träger, so wächst der Werth V_n, da Q wächst ohne daß $(n-1)\,p$ sich verändert; dies geschieht zuletzt für $\lambda = n$. Wird $\lambda = n - 1$, so ist:

$$V = Q - [(n-1)\,p + \pi].$$

Das negative Glied hat sich also um π vergrößert; das positive Glied Q dagegen nach dem Vorigen nur um $\left(1 - \frac{\lambda-1}{l}\right)\pi$, das ist weniger als π, da $\frac{\lambda-1}{l}$ immer ein ächter Bruch sein muß. Wird λ noch kleiner, so nimmt der negative Ausdruck für jedes Intervall ferner um π, Q dagegen immer weniger als π zu.

Es folgt daraus, daß V_n seinen höchsten Werth erreicht, wenn $\lambda = n$ ist, wobei vorausgesetzt werden muß, daß das positive Glied in dem Ausdruck für V_n größer ist als das negative.

Fällt dagegen der Werth für V_n negativ aus, so ergiebt sich auf dieselbe Weise, daß V_n für $\lambda \leqq n$ seinen kleinsten Werth erreicht.

Die Verticalkraft erreicht also in jedem Intervalle einen Grenzwerth, wenn die äußere Last bis zu eben diesem Intervalle vorgerückt ist.

Substituiren wir den Werth $\lambda = n$ in Gleichung 3), so erhalten wir die Gleichung dieser Grenzwerthe der Verticalkraft:

$$\text{Max Min } V_n = \frac{l-1}{2} p + \frac{n^2 - (2l+1)n + l^2 + l}{2l} \pi - (n-1) p$$

$$= \frac{\pi}{2l} n^2 - \left(P + \frac{\pi}{2l}\right) n + \frac{l+1}{2} P$$

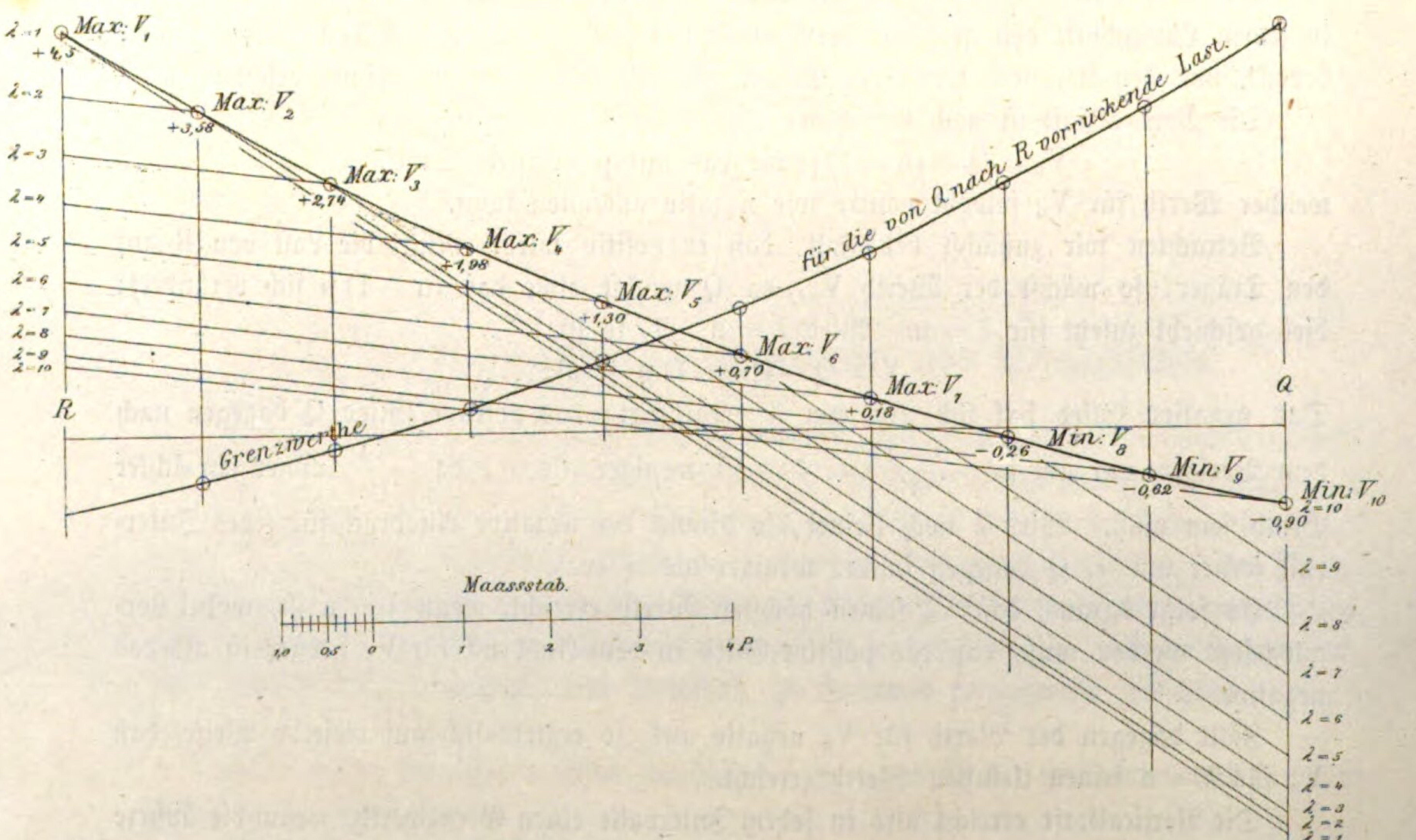
für die von R nach Q vorrückende Last.

Setzt man beispielsweise $l = 10$, $\pi = 0{,}8 P$, $p = 0{,}2 P$, so erhält man für die zehn Intervalle folgende Werthe:

Intervall			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Für die	von R nach Q	vorrückende Last	+ 4,50	+ 3,58	+ 2,74	+ 1,98	+ 1,30	+ 0,70	+ 0,18	− 0,26	− 0,62	− 0,90
	von Q nach R		− 0,90	− 0,62	− 0,26	+ 0,18	+ 0,70	+ 1,30	+ 1,98	+ 2,74	+ 3,58	+ 4,50

welche, wie hier geschehen, für die in entgegengesetzter Richtung vorrückende Last in umgekehrter Reihenfolge anzuschreiben sind. Man findet aus dieser Zusammenstellung ohne Weiteres das Maximum der Verticalkraft für jedes Intervall, indem man von den gefundenen positiven Grenzwerthen den höchsten wählt. Ueber die Minima der Verticalkraft bleibt man jedoch stellenweise im Dunkeln, denn da nach den obigen Untersuchungen die positiven Werthe sämmtlich höchste Werthe sein müssen, so sind für die vier mittleren Intervalle gar keine kleinsten Werthe gefunden worden. Diese ergeben sich jedoch ebenfalls durch eine einfache Betrachtung.

Trägt man unter Zugrundelegung der im vorigen Paragraphen angenommenen Zahlen für alle Werthe von λ die Verticalkraft der zehn Intervalle nach einem beliebigen Maaßstabe auf, so erhält man die nachstehende Figur:



Für den leeren und den vollständig belasteten Träger, d. i. für $\lambda = 10$ und $\lambda = 1$, geht die Verticalkraft in der Mitte des Trägers durch Null; rückt die äußere Last von einem der Auflager ausgehend auf den Träger, so rückt der Nullpunkt der Verticalkraft ihr bis zu einem gewissen Punkte entgegen; von diesem Punkte geht er bei fernerem Vorrücken der Last rückwärts, bis er für $\lambda = 1$ wieder die Mitte erreicht hat. Aus dem vorliegenden Beispiele ergiebt sich, daß die berechnete Curve Max V_1 Min V_{10} die äußerste Ausweichung des Nullpunktes angiebt, und der kleinste Werth der Verticalkraft für die vier mittleren Intervalle muß demnach gleich Null sein.

Selbstverständlich kann die Verticalkraft nie kleiner als Null werden, weshalb man sie auch gewöhnlich auf beiden Auflagern als positiv aufzutragen pflegt. Dies ist hier deshalb nicht geschehen, um die aus der Formel hervorgehenden Vorzeichen beibehalten zu können.

Die vorstehende Auseinandersetzung ist von dem gewählteu Beispiele ganz unabhängig, und mit entsprechender Aenderung der Zahlenwerthe in jedem andern Falle auch gültig.

Man findet mithin sämmtliche absolute Grenzwerthe der Verticalkraft durch die einzige, oben entwickelte Gleichung. —

---

§. 4. Grenzwerthe der Constructionstheile.

Beide Rahmen sind nach den Gleichungen 7) und 9) allein von der Horizontalkraft abhängig; sie müssen also ihren höchsten Werth erreichen, wenn die äußere Last den ganzen Träger bedeckt, und ihren kleinsten, wenn der Träger nur mit seinem Eigengewichte belastet ist.

Sind alle Intervalle mit P belastet, so ist $Q = \frac{l-1}{2} P$; substituirt man diesen Werth in Gleichung 5), so erhält man als höchsten Werth der Horizontalkraft:

$$\text{Max}\, H_n = \left[\frac{l-1}{2} Pn - \frac{n-1}{2} Pn\right] \frac{1}{h_n}$$

13) $$\text{Max}\, H_n = (ln - n^2) \frac{P}{2 h_n}.$$

Diesen Werth in die Rahmengleichungen eingesetzt giebt deren höchste Werthe:

14) $$\text{Max}\, T_n = (ln - n^2) \frac{P}{2 h_n \operatorname{Cos} \gamma_n}$$

15) $$\text{Max}\, U_n = (l[n-1] - [n-1]^2) \frac{P}{2 h_{n-1} \operatorname{Cos} \beta_n}$$

(14–15: bis zur Mitte des Trägers.)

Analog erhält man die kleinsten Werthe, indem man p statt P setzt:

16) $$\text{Min}\, T_n = (ln - n^2) \frac{p}{2 h_n \operatorname{Cos} \gamma_n}$$

17) $$\text{Min}\, U_n = (l[n-1] - [n-1]^2) \frac{p}{2 h_{n-1} \operatorname{Cos} \beta_n}$$

(16–17: bis zur Mitte des Trägers.)

Die Werthe für Stiel und Band im ersten Intervall lauten nach den Gleichungen 8) und 10):

$$N_1 = \frac{H_1 - H_0}{\operatorname{Cos} \alpha_1}$$

$$S_1 = (\pm \operatorname{Tg} \gamma_1 + \operatorname{Tg} \alpha_1) H_1 - (\pm \operatorname{Tg} \gamma_0 + \operatorname{Tg} \alpha_1) H_0.$$

Da H_0 stets gleich Null sein muß, so sind diese Werthe nur von H_1 abhängig, erreichen also gleichzeitig mit diesem ihre Grenzwerthe, wonach sich ergiebt:

18) $$\text{Max}\, N_1 = \frac{(l-1) P}{2 h_1 \operatorname{Cos} \alpha_1}$$

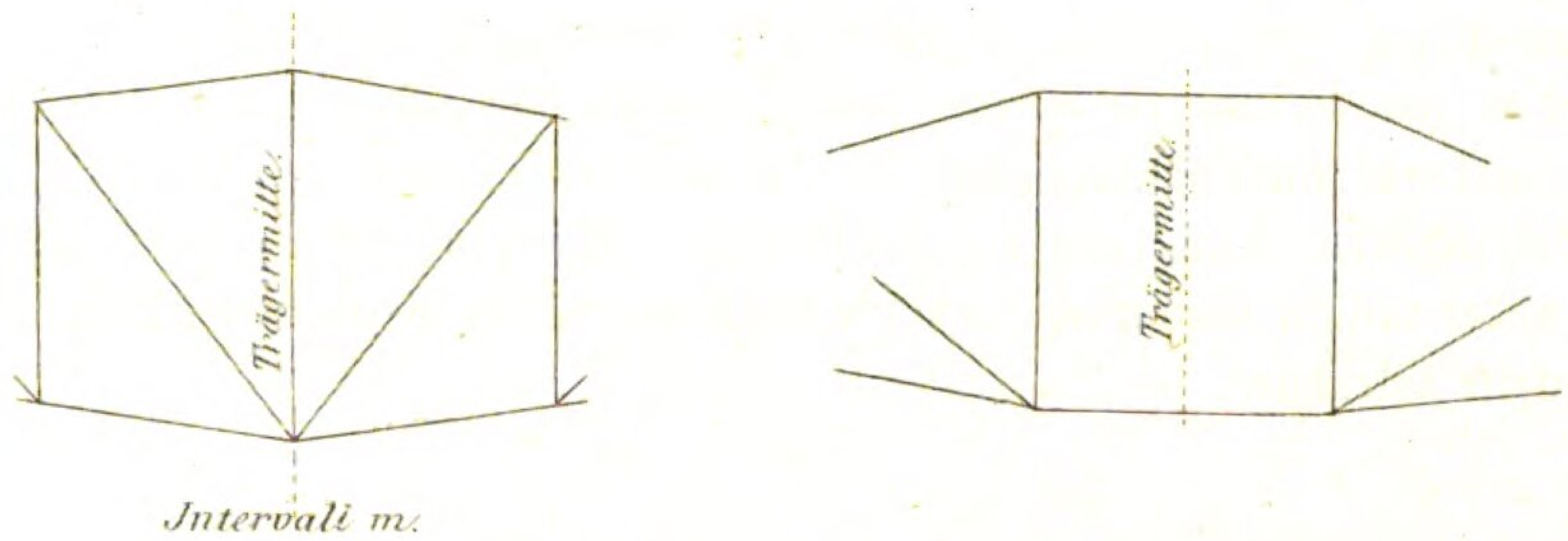
19) $$\text{Max}\, S_1 = (\text{Tg}\gamma_1 + \text{Tg}\alpha_1)\frac{(l-1)P}{2h_1} = \left(\frac{l-1}{2}\right)P,$$

da $(\text{Tg}\gamma_1 + \text{Tg}\alpha_1)\frac{1}{h_1} = 1$ ist. Die kleinsten Werthe sind entsprechend:

20) $$\text{Min}\, N_1 = \frac{(l-1)p}{2h_1 \text{Cos}\alpha_1}$$

21) $$\text{Min}\, S_1 = \left(\frac{l-1}{2}\right)p.$$

Endlich erreicht, wenn die äußere Last den ganzen Träger bedeckt, der Mittelstiel — oder, wenn deren zwei vorhanden sind, beide — seinen kleinsten Werth. Bei der ange-



nommenen zur Mitte symmetrischen Form des Balkens wirken bei gleichmäßiger Belastung keine Bänder am oberen Ende des Mittelstieles, und da die verticalen Seitenkräfte des oberen Rahmens beide negativ und bei größter Belastung des ganzen Trägers am größten sind, so muß dann der Mittelstiel seinen kleinsten Werth erreichen. Bezeichnet man den Querschnitt in der Mitte mit m, so ist also:

22) $$\text{Min}\, S_{m+1} = -2\,\text{Tg}\gamma_m\, \text{Max}\, H_m = -2\,\text{Tg}\gamma_m (lm - m^2)\frac{P}{2h_m}.$$

Nach den Gleichungen 8) und 10) sind die Bänder und, mit einer noch zu erwähnenden Ausnahme, die Stiele von dem Ausdruck

$$\pm(aH_n - bH_{n-1})$$

abhängig, in welchem Ausdruck die Factoren a und b nur durch die Form des Systems und nicht durch die Belastung bestimmt werden. Die Verticalkraft eines Intervalles ist gleich den verticalen Seitenkräften der in diesem Intervalle liegenden Construktionstheile, also:

$$V_n = \pm\, \text{Sin}\gamma_n T_n + \text{Sin}\alpha_n N_n \pm \text{Sin}\beta_n U_n$$

oder, wenn man die Werthe für T_n, N_n und U_n substituirt:

$$V_n = \pm\,[(\pm\, \text{Tg}\gamma_n + \text{Tg}\alpha_n)H_n - (\mp\, \text{Tg}\beta_n + \text{Tg}\alpha_n)H_{n-1}],$$

wofür man setzen kann:

$$V_n = \pm(cH_n - dH_{n-1}),$$

in welchen Ausdruck die Factoren c und d wiederum nur durch die Balkenform bestimmt werden, also constant sind.

Daraus folgt, daß die Stiele und Bänder gleichzeitig mit der Verticalkraft Grenzwerthe erreichen müssen und man findet diese demnach, wenn man für jeden Werth von λ die gleichnamigen Werthe von N und S berechnet.

Setzt man den Werth $\lambda = n$ in Gleichung 1), so erhält man:

23) $$Q = \frac{l-1}{2}p + \frac{n^2 - (2l+1)n + l^2 + l}{2l}\pi.$$

Diesen Werth für Q in Gleichung 5) substituirt, giebt die Horizontalkraft für dasjenige Intervall, bis zu welchem die äußere Last vorgerückt ist. Bezeichnet man diesen Werth mit $\text{Max}_n^{\cdot}\, \text{Min}_n H_n$, so wird:

24) $$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n = \left[\frac{\pi}{2l}n^3 - \frac{2l\pi + lp + \pi}{2l}n^2 + \frac{(lP + \pi)}{2}n\right]\frac{1}{h_n},$$

hierin $n-1$ statt n gesetzt:

25) $$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1} = \left[\frac{\pi}{2l}n^3 - \frac{(2l\pi + lp + 2\pi)}{2l}n^2 + \frac{(l^2P + 2lp + 3l\pi + \pi)}{2l}n - \frac{(l+1)}{2}P\right]\frac{1}{h_{n-1}}.$$

Diese Werthe in Gleichung 8) gesetzt, giebt die gesuchten Grenzwerthe der Bänder:

26) $$\mathrm{Max}\,\mathrm{Min}\,N_n = \frac{\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n - \mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1}}{\mathrm{Cos}\,\alpha_n}.$$

Dieser Werth kann positiv oder negativ ausfallen, und bezeichnet im ersten Falle ein Maximum, im zweiten ein Minimum, wie sich aus den bei Bestimmung der Grenzwerthe der Verticalkraft gemachten Untersuchungen ergiebt. Mit dem Vorzeichen wechselt auch die Richtung der Bänder, und ist $\mathrm{Cos}\,\alpha_n$ demgemäß zu wählen. Es sind deshalb die durch Gleichung 26) gefundenen Werthe der Bänder sämmtlich absolute Grenzwerthe, welche für die von Q nach R vorrückende Last in umgekehrter Reihenfolge — mit Berücksichtigung ihrer Richtung — gültig sind. —

Um die Grenzwerthe der Stiele zu finden, betrachte man die Gleichungen 10). Aus diesen ergiebt sich, daß der Stiel S_n seinen höchsten Werth erreichen muß, wenn $\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n > \mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1}$, und daß der Stiel S_{n+1} seinen kleinsten Werth erreicht, wenn $\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1} > \mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n$ ist. Demnach wird:

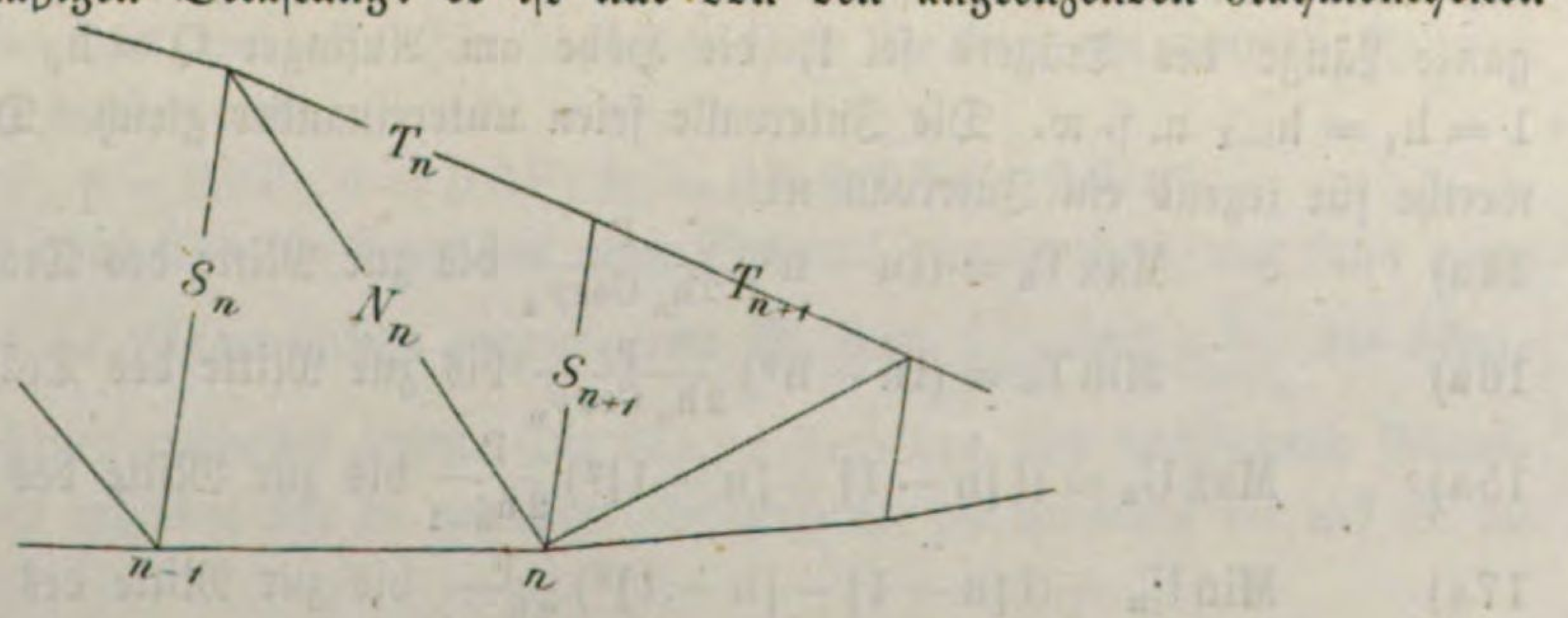
27) $$\begin{cases} \mathrm{Max}\,S_n = (\pm\,\mathrm{Tg}\,\gamma_n + \mathrm{Tg}\,\alpha_n)\,\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n - (\mp\,\mathrm{Tg}\,\gamma_{n-1} + \mathrm{Tg}\,\alpha_n)\,\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1} \\ \qquad \text{wenn } \mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n > \mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1}, \\ \mathrm{Min}\,S_{n+1} = (\pm\,\mathrm{Tg}\,\gamma_n + \mathrm{Tg}\,\alpha_n)\,\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1} - (\mp\,\mathrm{Tg}\,\gamma_{n+1} + \mathrm{Tg}\,\alpha_n)\,\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n \\ \qquad \text{wenn } \mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1} > \mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n. \end{cases}$$

Endlich ist noch:

28) $$\mathrm{Min}\,S_{n+1} = (\pm\,\mathrm{Tg}\,\gamma_n \mp \mathrm{Tg}\,\gamma_{n+1})\,\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n,$$

gültig für den Werth von n, für welchen $\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n$ zum letzten Male größer als das zugehörige $\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1}$ wird.

In diesem Falle ist nämlich der Stiel S_{n+1} in derselben Lage wie der Mittelstiel bei der stärksten gleichmäßigen Belastung: er ist nur von den angrenzenden Rahmentheilen



abhängig und muß bei der angenommenen Form des Systems ebenfalls negativ werden, da T_{n+1} stärker geneigt ist als T_n. Daraus folgt nun zwar nicht, daß er deshalb seinen kleinsten Werth erreicht, allein da ich keinen einfachen Beweis dafür finden konnte und in speciellen Fällen die Frage sich aus dem Zusammenhange beantwortet, so mag sie hier auf sich beruhen bleiben.

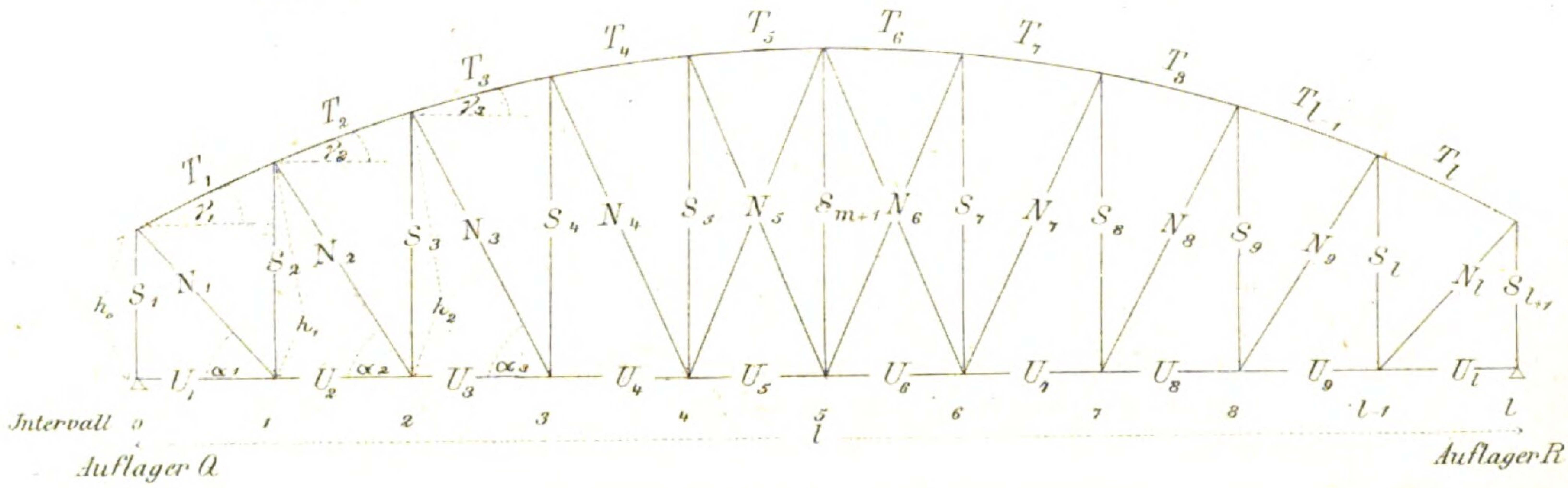
Um aus den so für die von R nach Q vorrückende Last gefundenen Grenzwerthen der Stiele ihre absoluten Grenzwerthe zu finden, hat man sie nur in umgekehrter Reihenfolge anzuschreiben. Die Minimalwerthe ergeben sich in manchen Fällen auch mit Be-

nutzung der Gleichungen 22) und 28) nur zum Theil und wird darüber bei jeder Trägerform das Nähere bemerkt werden.

---

§. 5. Grenzwerthe für den abgestumpften Parabelträger.

Für einen ähnlich dem in §. 2 A. berechneten Träger — bei dem die Krümmung des oberen Rahmens übrigens keine Parabel zu sein braucht — vereinfachen sich die im vorigen Paragraphen entwickelten Formeln nur insofern als man $\mathrm{Cos}\,\beta = 1$ setzen kann, sollen hier aber nach den Construktionstheilen geordnet sämmtlich nochmals hingeschrieben werden.



Das Eigengewicht sei pro Intervall constant $= p$ und wie die äußere Last in den Knotenpunkten des unteren Rahmens wirksam gedacht. Die äußere Last sei pro Intervall $= \pi$ und rücke von R nach Q auf den Träger. Die Totallast $p + \pi = P$ pro Intervall, die ganze Länge des Trägers sei l, die Höhe am Auflager $Q = h_0 = h_l$, im Querschnitt $1 = h_1 = h_{l-1}$ u. s. w. Die Intervalle seien untereinander gleich. Dann sind die Grenzwerthe für irgend ein Intervall n:

14a) $$\mathrm{Max}\,T_n = (l n - n^2)\frac{P}{2 h_n \mathrm{Cos}\,\gamma_n}$$ bis zur Mitte des Trägers

16a) $$\mathrm{Min}\,T_n = (l n - n^2)\frac{p}{2 h_n \mathrm{Cos}\,\gamma_n}$$ bis zur Mitte des Trägers

15a) $$\mathrm{Max}\,U_n = (l\,[n-1] - [n-1]^2)\frac{P}{2 h_{n-1}}$$ bis zur Mitte des Trägers

17a) $$\mathrm{Min}\,U_n = (l\,[n-1] - [n-1]^2)\frac{p}{2 h_{n-1}}$$ bis zur Mitte des Trägers

18a) $$\mathrm{Max}\,N_1 = \mathrm{Max}\,N_l = \frac{l-1}{2 h_1 \mathrm{Cos}\,\alpha_1} P$$

20a) $$\mathrm{Min}\,N_1 = \mathrm{Min}\,N_l = \frac{l-1}{2 h_1 \mathrm{Cos}\,\alpha_1} p$$

26a) $$\mathrm{Max}\mathrm{Min}\,N_n = \frac{\mathrm{Max}_n \mathrm{Min}_n H_n - \mathrm{Max}_n \mathrm{Min}_n H_{n-1}}{\mathrm{Cos}\,\alpha_n},$$

worin:

24a) $$\mathrm{Max}_n \mathrm{Min}_n H_n = \left[\frac{\pi}{2l} n^3 - \frac{2l\pi + lp + \pi}{2l} n^2 + \frac{lP + \pi}{2} n\right]\frac{1}{h_n}$$

25a) $$\mathrm{Max}_n \mathrm{Min}_n H_{n-1} = \left[\frac{\pi}{2l} n^3 - \frac{2l\pi + lp + 2\pi}{2l} n^2 + \frac{l^2 P + 2lp + 3l\pi + \pi}{2l} n - \frac{l+1}{2} P\right]\frac{1}{h_{n-1}}.$$

Je nachdem der Werth aus Gleichung 24a) oder aus 25a) größer wird, ist der betreffende Werth für N_n ein Maximum oder ein Minimum, womit die Richtung der Bänder auch wechselt.

19a) $$\operatorname{Max} S_1 = \operatorname{Max} S_{l+1} = \frac{l-1}{2} P$$

21a) $$\operatorname{Min} S_1 = \operatorname{Min} S_{l+1} = \frac{l-1}{2} p$$

22a) $$\operatorname{Min} S_{m+1} = -2 \operatorname{Tg} \gamma_m (lm - m^2) \frac{p}{2 h_m},$$

worin m das Intervall bezeichnet, welches in der Mitte des Trägers endigt.

27a) $$\left\{\begin{array}{l} \operatorname{Max} S_n = (\pm \operatorname{Tg}\gamma_n + \operatorname{Tg}\alpha_n) \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n - (\mp \operatorname{Tg}\gamma_{n-1} + \operatorname{Tg}\alpha_n) \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_{n-1} \\ \qquad \text{wenn } \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n > \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_{n-1} \\ \operatorname{Min} S_{n+1} = (\pm \operatorname{Tg}\gamma_n + \operatorname{Tg}\alpha_n) \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_{n-1} - (\mp \operatorname{Tg}\gamma_{n+1} + \operatorname{Tg}\alpha_n) \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n \\ \qquad \text{wenn } \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n < \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_{n-1} \end{array}\right.$$

28a) $$\operatorname{Min} S_{n+1} = (\pm \operatorname{Tg}\gamma_n \mp \operatorname{Tg}\gamma_{n+1}) \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n$$
$$\text{wenn } \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n \text{ zum letzten Male} > \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_{n-1}.$$

In den Gleichungen 27a) und 28a) ist den Tangenten der Winkel, welchen die Rahmentheile mit der Horizontalen bilden, das positive Vorzeichen zu geben, wenn der Rahmentheil zum betreffenden Stiel abwärts, das negative wenn er gegen ihn aufwärts gerichtet ist.

Noch wird bemerkt, daß man die Grenzwerthe für Band und Stiel des ersten und letzten Intervalles [Gleichungen 18a), 20a), 19a), 21a)] auch aus den allgemeinen Gleichungen für die Grenzwerthe dieser Construktionstheile [26a) und 27a)] erhält. Es ist jedoch bequemer und der Controlle wegen zweckmäßig sie aus jenen zu ermitteln.

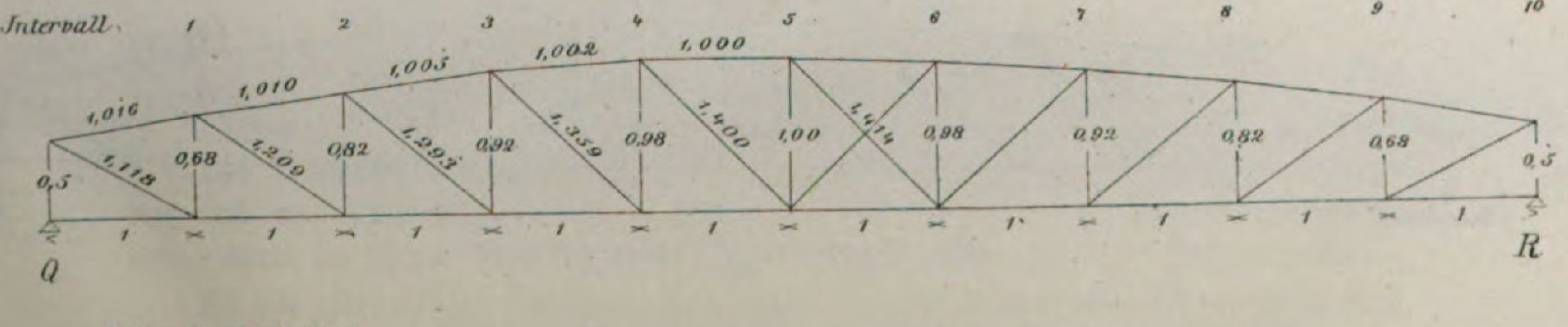
Zur Vervollständigung der Grenzwerthe der Bänder und Stiele des Trägers hat man die aus den Gleichungen 26a), 27a) und 28a) erhaltenen Werthe für die von Q nach R vorrückende Last in umgekehrter Reihenfolge einzuschreiben.

Beispiel. Träger A.

Für den in §. 2 A. für $\lambda = 5$ berechneten Träger sollen die Grenzwerthe sämmtlicher Construktionstheile berechnet werden. Für denselben war die Last am unteren Rahmen wirksam angenommen worden und:

$$l = 10;\ p = 0{,}2P;\ \pi = 0{,}8P;\ h_n = 0{,}5 + 0{,}2n - 0{,}02n^2$$

die Formeln 14a) bis 28a) sind für denselben ohne Weiteres anzuwenden; nur kann man, da die Intervallgröße als Längeneinheit angenommen ist, statt $\frac{1}{\operatorname{Cos}\alpha_n}$ und $\frac{1}{\operatorname{Cos}\gamma_n}$ die Länge des betreffenden Constructionstheiles setzen. Die Längen derselben sind nachstehend sämmtlich eingeschrieben und erhalten wir in genauem Anschluß an die Formeln die auf S. 20



folgende Tabelle:

Intervall	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\mathrm{Max}\,T_n$	6,724	9,851	11,470	12,267	12,502	—	—	—	—	—
$\mathrm{Min}\,T_n$	1,345	1,970	2,294	2,453	2,500	—	—	—	—	—
$\mathrm{Max}\,U_n$	—	6,618	9,756	11,413	12,245	—	—	—	—	—
$\mathrm{Min}\,U_n$	—	1,324	1,951	2,283	2,449	—	—	—	—	—
$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n$	6,62	8,98	9,59	9,31	8,50	7,35	5,93	4,29	2,38	0
$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1}$	0	5,56	7,41	7,76	7,34	6,50	5,39	4,11	2,73	1,32
$\mathrm{Max}\,N_n$	7,40	4,14	2,82	2,11	1,62	1,20	0,76	0,24	—	—
$\mathrm{Min}\,N_n$	1,48	—	—	—	—	—	—	—	0,42	1,48
$\mathrm{Max}\,S_n$	4,50	2,58	1,71	1,21	0,87	0,57	0,28	− 0,02	—	—
$\mathrm{Min}\,S_{n+1}$	0,90	—	—	—	—	− 0,50	—	—	− 0,17	0,19

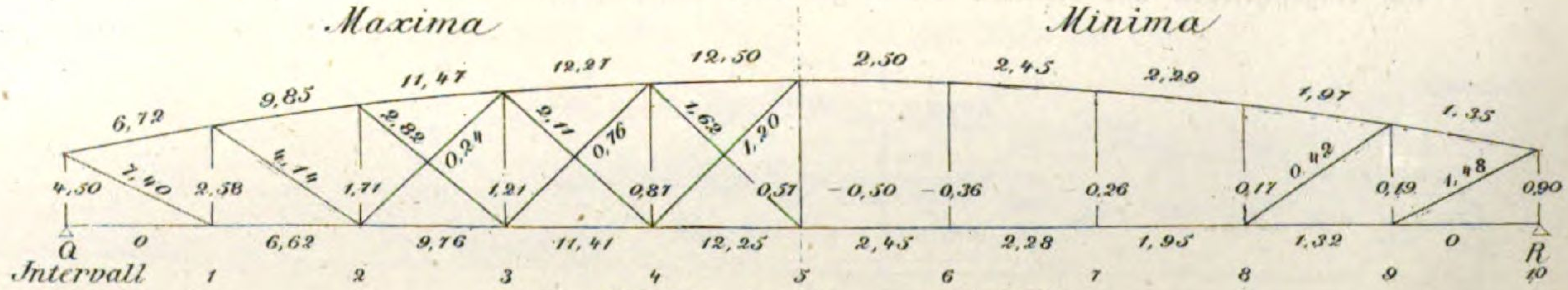
worin alle Werthe in P ausgedrückt sind. — Die Gleichungen 24a) und 25a) lauten für diesen Träger:

$$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n = [0{,}04\,n^3 - 0{,}94\,n^2 + 5{,}4\,n]\,\frac{1}{h_n}$$

$$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1} = [0{,}04\,n^3 - 0{,}98\,n^2 + 6{,}44\,n - 5{,}5]\,\frac{1}{h_{n-1}},$$

woraus die obigen Zahlenwerthe gefunden sind. Zur Prüfung einzelner Theile der Rechnung hat man die Gleichungen 18a) und 19a), welche für N_1 und S_1 denselben Werth wie 26a) und 27a) geben müssen, und in diesem Falle die in §. 2 A. gefundenen Werthe für N_5 und S_5, welche mit den hier gefundenen für $\mathrm{Max}\,N_5$ und $\mathrm{Max}\,S_5$ gleichlautend sein müssen, weil dort $\lambda = 5$ war. Ferner müssen, wenn man für jede Art der Construktionstheile die ermittelten Werthe als Ordinaten aufträgt, die durch dieselben gezogenen Linien stetige Curven sein.

Es fehlen jetzt von allen Grenzwerthen in der Tabelle noch $\mathrm{Min}\,S_{7\text{ und }8}$; diese kann man leicht nach den bekannten Werthen von $\mathrm{Min}\,S_6$ und $\mathrm{Min}\,S_{9\text{ und }10}$ interpoliren, und in diesem Falle $\mathrm{Min}\,S_7$ aus §. 2. A. entnehmen. Man erhält demnach die zum Gleichgewicht des Trägers für alle Stellungen der äußeren Last nothwendigen Constructionstheile mit der dafür erforderlichen Widerstandsfähigkeit:



Alle Werthe in P ausgedrückt

Multiplicirt man die Stärken der einzelnen Construktionstheile mit ihren Längen, so erhält man für den:

oberen Rahmen

$2(6{,}72 \cdot 1{,}02 + 9{,}85 \cdot 1{,}01 + 11{,}47 \cdot 1{,}01 + 12{,}27 \cdot 1{,}00 + 12{,}5) \ldots = 106{,}32$

unteren Rahmen

$2(6{,}62 + 9{,}76 + 11{,}41 + 12{,}25) \ldots = 80{,}08$

Bänder

$2[7{,}4 \cdot 1{,}12 + 4{,}14 \cdot 1{,}21 + 2{,}82 \cdot 1{,}29 + (2{,}11 + 0{,}24)\,1{,}36$
$+ (1{,}62 + 0{,}76)\,1{,}4 + 1{,}20 \cdot 1{,}41] = 50{,}29$

Stiele (die negativen und positiven Werthe addirt)

$2(4{,}5 \cdot 0{,}5 + 2{,}58 \cdot 0{,}68 + 1{,}88 \cdot 0{,}82 + 1{,}47 \cdot 0{,}92 + 1{,}23 \cdot 0{,}98) + 1{,}07 \ldots = 17{,}28$

Für den Träger A: zus. 253,97.

Diese Zahl kann man die „Theoretische Gewichtsverhältnißzahl" dieses Trägers für das Verhältniß von $p : \pi = 1 : 4$ nennen.

Drückt man die Länge eines Intervalles, welche gleich 1 gesetzt ist, in Fußen aus, und das Gewicht P, welches ebenfalls gleich 1 gesetzt, in Pfunden, so kann man bestimmen, wieviel bei Annahme eines gewissen Materials und der zulässigen Widerstandsfähigkeit desselben ein Construktionstheil für irgend eine Länge wiegt, wenn er der Kraft P widerstehen soll, wodurch sich mit Hülfe der obigen Zahl das theoretische Gewicht des Trägers und seiner einzelnen Theile findet.

---

§. 6. Grenzwerthe für den Parabelträger.

B. Parabelträger mit geradem unteren Rahmen.

Für einen Parabelträger mit geradem unteren Rahmen ist die Gleichung des oberen Rahmens: $h_n = \frac{4fn(l-n)}{l^2}$, worin f die Höhe in der Mitte bedeutet.

Substituirt man diesen Werth in die Gleichungen des §. 4, so findet man:

$$\text{Max}\,H_n = \frac{l^2(ln - n^2)\,P}{2 \cdot 4f(ln - n^2)}$$

13b) $$\text{Max}\,H_n = \frac{l^2 P}{8f}$$

14b) $$\text{Max}\,T_n = \frac{l^2 P}{8f\,\text{Cos}\,\gamma_n} \text{ für den ganzen Rahmen}$$

weil $\text{Max}\,H_n$ constant ist, also keinen größten Werth haben kann;

16b) $$\text{Min}\,T_n = \frac{l^2 p}{8f\,\text{Cos}\,\gamma_n} \text{ für den ganzen Rahmen}$$

15b) $$\text{Max}\,U_n = \frac{l^2 P}{8f} \text{ für den ganzen Rahmen}$$

17b) $$\text{Min}\,U_n = \frac{l^2 p}{8f} \text{ für den ganzen Rahmen}$$

18b) $$\text{Max}\,N_1 = \frac{(l-1)\,l^2 P}{8f(l-1)} = \frac{l^2 P}{8f}$$

d. h. das Band des ersten Intervalles ist in den unteren Rahmen desselben übergegangen, wie auch aus 15b) folgt. — Der Stiel des ersten Intervalles hat keine Längenausdehnung, allein der Werth desselben bleibt nach 19) unverändert gleich dem Auflagerdruck. —

Da für gleichmäßige Belastung $H_n = H_{n-1}$, so werden dann alle Bänder gleich Null, also sind die Stiele dann allein von den Seitenkräften des oberen Rahmens abhängig, und erhält man, wenn die äußere Last den ganzen Balken bedeckt:

$$S_n = (\pm \operatorname{Tg}\gamma_{n-1} \mp \operatorname{Tg}\gamma_n)\frac{l^2 P}{8f}$$

$$S_n = (h_n + h_{n-2} - 2h_{n-1})\frac{l^2 P}{8f},$$

woraus sich durch Substitution der Werthe für h_n u. s. w. ergiebt:

22b) $$\operatorname{Min} S_n = -P.$$

Daß dieser für alle Stiele constante Werth ein Minimum sein muß, folgt nach dem Vorigen nur für den Mittelstiel. Hier ergiebt es sich indeß daraus für alle Stiele, daß P die größte Last ist, welche in einem Knotenpunkt des unteren Rahmens wirksam sein kann.

Aus den Gleichungen 24) und 25) erhält man durch Substitution der Werthe für h_n und h_{n-1}:

24b) $$\operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n = (-n\pi + lP + \pi)\frac{1}{8f}$$

25b) $$\operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_{n-1} = (-n\pi + lP)\frac{1}{8f}.$$

Da dieser Werth für H_n immer größer sein muß als der für H_{n-1}, so erhält man nach Gleichung 26) für alle Bänder einer Richtung ein Maximum, also:

26b) $$\begin{cases} \operatorname{Max} N_n = \dfrac{l\pi}{8f \operatorname{Cos}\alpha_n} \text{ und nach dem Obigen} \\ \operatorname{Min} N_n = 0. \end{cases}$$

Nach den Bemerkungen vor Gleichung 27) hat man hier nur die erste derselben zu berücksichtigen, welche lautete:

$$\operatorname{Max} S_n = (\pm \operatorname{Tg}\gamma_n + \operatorname{Tg}\alpha_n)\operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n - (\pm \operatorname{Tg}\gamma_{n-1} + \operatorname{Tg}\alpha_n)\operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_{n-1}$$

$$\operatorname{Max} S_n = h_n \operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_n + (h_{n-2} - 2h_{n-1})\operatorname{Max}_n \operatorname{Min}_n H_{n-1}.$$

Die Werthe für h_n u. s. w. und die aus 24b) und 25b) substituirt, erhält man:

28b) $$\operatorname{Max} S_n = -\frac{\pi}{2l}n^2 + \frac{l+2}{2l}\pi n - P.$$

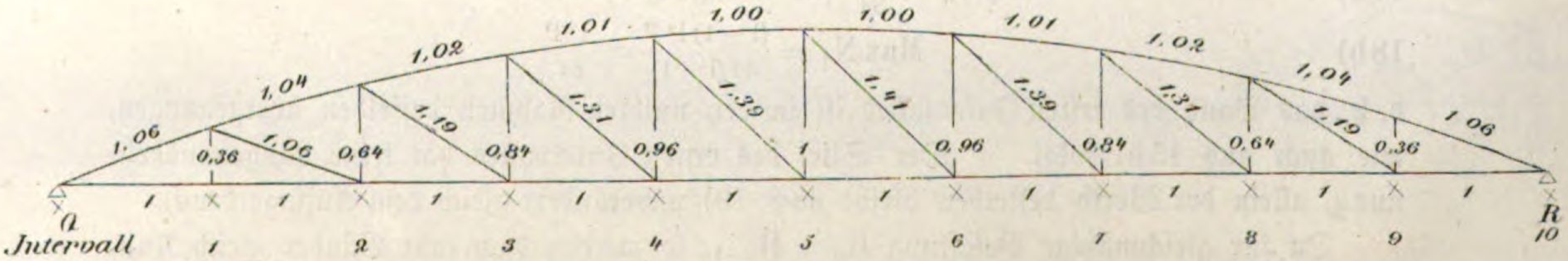
Dieser Werth für $\operatorname{Max} S_n$ ist auffallenderweise in allen mir bekannten Berechnungen des Parabelträgers unrichtig und zwar gleich der verticalen Seitenkraft des zugehörigen $\operatorname{Max} N_n$ gefunden worden*). Es hätten jedoch die verticalen Seitenkräfte der anstoßenden Rahmentheile auch berücksichtigt werden müssen.

Beispiel. Träger B.

Für den in §. 2 B. für $\lambda = 5$ berechneten Parabelträger war die Last am unteren Rahmen wirksam angenommen:

$$l = 10;\ p = 0{,}2P;\ \pi = 0{,}8P;\ h_n = 0{,}4n - 0{,}04n^2;\ f = 1$$

und erhält man nach den vorstehenden Formeln 14b) bis 28b), indem man für $\frac{1}{\operatorname{Cos}\gamma_n}$ und $\frac{1}{\operatorname{Cos}\alpha_n}$ die Länge des betreffenden Constructionstheiles nach den beistehend eingeschrie-

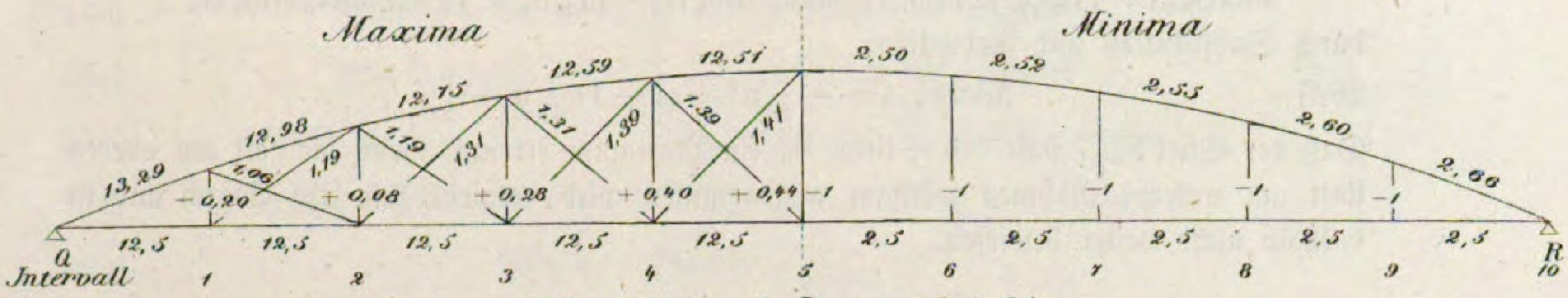


*) Nachdem dies geschrieben sind in dem Werke „Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenconstructionen von Dr. August Ritter" dieselben Resultate veröffentlicht.

benen Zahlen setzt, die Grenzwerthe wie folgt:

$$\operatorname{Max} T_n = 12{,}5 \times \text{Länge } T_n; \qquad \operatorname{Min} T_n = 2{,}5 \times \text{Länge } T_n;$$
$$\operatorname{Max} U_n = 12{,}5; \qquad \operatorname{Min} U_n = 2{,}5;$$
$$\operatorname{Max} N_n = \text{Länge } N_n; \qquad \operatorname{Min} N_n = 0;$$
$$\operatorname{Max} S_n = -0{,}04 n^2 + 0{,}48 n - 1; \quad \operatorname{Min} S_n = -1;$$

wonach die Stärken nachstehend eingeschrieben:



Alle Werthe in P ausgedrückt

Die Gewichtsverhältnißzahl ergiebt sich:

oberer Rahmen	
2 (13,29 · 1,06 + 12,98 · 1,04 + 12,75 · 1,02 + 12,59 · 1,01 + 12,51) . .	= 131,64
unterer Rahmen 10 · 12,5	= 125,00
Stiele 2 (0,36 + 1,08 · 0,64 + 1,28 · 0,84 + 1,40 · 0,96) + 1,44	= 8,38
Bänder [1,06² + 2 (1,19)² + 2 (1,31²) + 2 (1,39)² + 1,41²] 2	= 26,48
Für den Träger B: zus.	= 291,50.

Bβ. Parabelträger mit zwei gekrümmten Rahmen.

Sind die Rahmen des Parabelträgers beide gleich gekrümmt und ist die Belastung in den Knotenpunkten des oberen Rahmens angebracht, so bleibt bei gleicher Höhe in der Mitte unverändert:

$$h_n = \frac{4 f n (l - n)}{l^2}.$$

Ebenfalls:

14β) $$\operatorname{Max} T_n = \frac{l^2 P}{8 f \operatorname{Cos} \gamma_n}$$

und

16β) $$\operatorname{Min} T_n = \frac{l^2 p}{8 f \operatorname{Cos} \gamma_n}.$$

Dagegen wird:

15β) $$\operatorname{Max} U_n = \frac{l^2 P}{8 f \operatorname{Cos} \beta_n}$$

17β) $$\operatorname{Min} U_n = \frac{l^2 p}{8 f \operatorname{Cos} \beta_n}.$$

Unverändert bleiben:

26β) $$\begin{cases} \operatorname{Max} N_n = \dfrac{l \pi}{8 f \operatorname{Cos} \alpha_n} \\ \operatorname{Min} N_n = 0. \end{cases}$$

Bis hierher sind die Gleichungen gültig, auch wenn die Krümmung beider Rahmen einander nicht gleich sein sollte. Die folgenden müssen für den Fall aber geändert werden.

Da für gleichmäßige Belastung die Bänder gleich Null, so ist für den leeren Träger:

$$S_{n+1} = (\mp \mathrm{Tg}\beta_{n+1} + \mathrm{Tg}\beta_n)\frac{l^2 p}{8f},$$

woraus:

22β) $$\mathrm{Min}\, S_{n+1} = \frac{p}{2}.$$

Die Werthe für $\mathrm{Max}_n \mathrm{Min}_n H_n$ und $\mathrm{Max}_n \mathrm{Min}_n H_{n-1}$ bleiben wie in 24b) und 25b). Demnach erhält man aus

$$\mathrm{Max}\, S_{n+1} = (\mathrm{Tg}\alpha_n \mp \mathrm{Tg}\beta_{n+1})\,\mathrm{Max}_n \mathrm{Min}_n H_n - (\mathrm{Tg}\alpha_n \mp \mathrm{Tg}\beta_n)\,\mathrm{Max}_n \mathrm{Min}_n H_{n-1}$$

durch Substitution und Reduction:

28β) $$\mathrm{Max}\, S_{n+1} = -\frac{\pi}{2l} n^2 + (l+1)\frac{\pi}{2l} n + \frac{p}{2}.$$

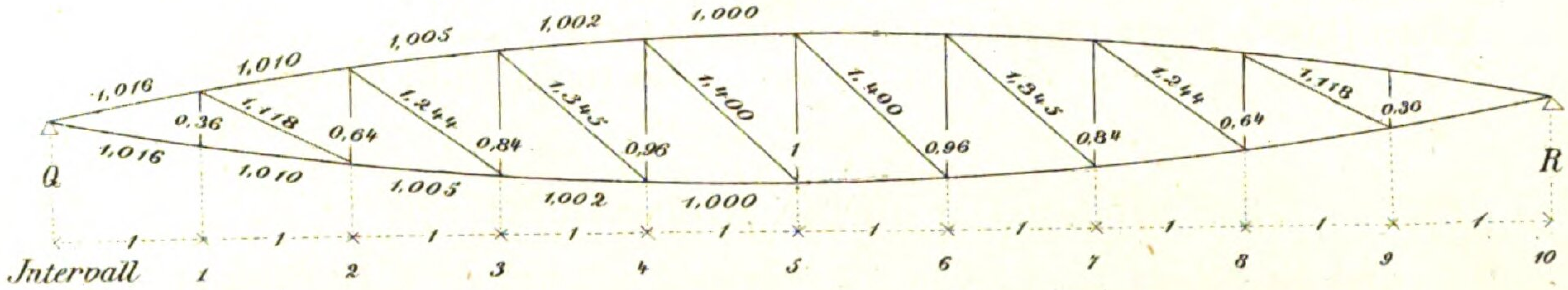
Daß der Stiel S_{n+1} statt des Stieles S_n ein Maximum erreicht, wenn die Last am oberen statt am unteren Rahmen wirksam angenommen wird, ergiebt sich sehr einfach und ist deshalb nicht weiter bewiesen.

Beispiel. Träger Bβ.

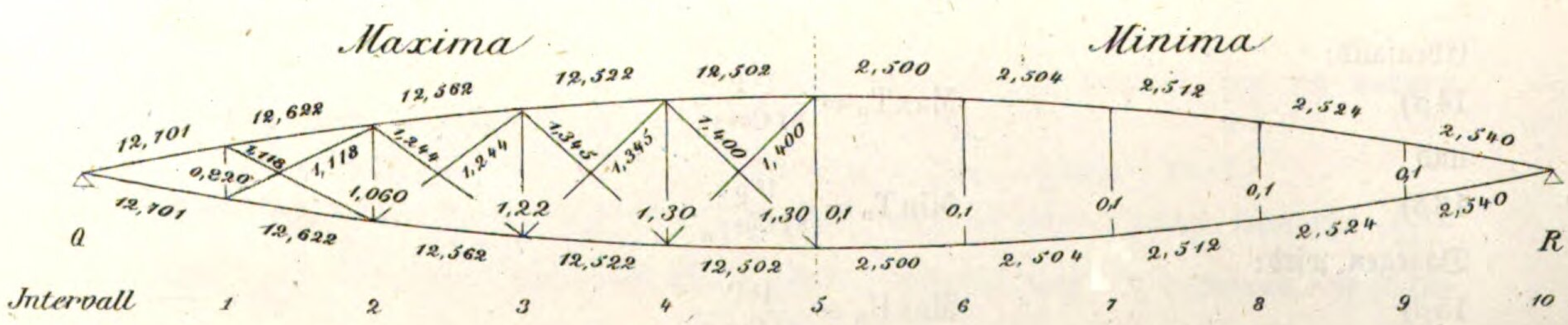
Die Gleichung jeder Rahmencurve sei:

$$\tfrac{1}{2} h_n = \frac{2fn(l-n)}{l^2} = \frac{n(10-n)}{50},$$

ferner wie in den vorigen Beispielen $p = 0{,}2P$; $\pi = 0{,}8P$ und werde die Last in den Knotenpunkten des oberen Rahmens wirksam gedacht. Dann erhält man für die einzelnen Constructionstheile die nachstehend eingeschriebenen Längen:



die nachstehend eingeschriebenen Stärken:



und die Gewichtsverhältnißzahl:

oberer Rahmen } unterer Rahmen }	4 (12,70 · 1,016 + 12,62 · 1,01 + 12,56 · 1,005 + 12,52 · 1,002 + 12,50 · 1,00	= 253,30
Stiele	1,3 (1 + 2 · 0,96) + 2 · 1,22 · 0,84 + 2 · 1,06 · 0,64 + 2 · 0,82 · 0,36	= 7,79
Bänder	4 (1,118² + 1,244² + 1,345² + 1,4²)	= 26,27
	Für den Träger Bβ: zus.	287,36.

§. 7. Grenzwerthe für den rechtwinkligen Träger.

Für einen rechtwinkligen Träger, wenn das Eigengewicht p und die äußere Last π pro Intervall in den Knotenpunkten des unteren Rahmens wirksam angenommen, wird die Höhe $= h$ constant, $\text{Cos}\,\beta = \text{Cos}\,\gamma = 1$, und man erhält durch Substitution dieser Werthe aus den Gleichungen 14) bis 28):

14c) $\quad \text{Max}\,T_n = (ln - n^2)\,\frac{P}{2h}$ bis zur Mitte des Trägers

16c) $\quad \text{Min}\,T_n = (ln - n^2)\,\frac{p}{2h}$ bis zur Mitte des Trägers

15c) $\quad \text{Max}\,U_n = (l\,[n-1] - [n-1]^2)\,\frac{P}{2h}$ bis zur Mitte des Trägers

17c) $\quad \text{Min}\,U_n = (l\,[n-1] - [n-1]^2)\,\frac{p}{2h}$ bis zur Mitte des Trägers

18c) $$\text{Max}\,N_1 = \text{Max}\,N_l = \frac{l-1}{2h\,\text{Cos}\,\alpha}P$$

20c) $$\text{Min}\,N_1 = \text{Min}\,N_l = \frac{l-1}{2h\,\text{Cos}\,\alpha}p$$

26c) $$\text{Max}\,\text{Min}\,N_n = \left[\frac{\pi}{2l}n^2 - \left(P + \frac{\pi}{2l}\right)n + \frac{l+1}{2}P\right]\frac{1}{h\,\text{Cos}\,\alpha}$$

19c) $$\text{Max}\,S_1 = \text{Max}\,S_{l+1} = \frac{l-1}{2}P$$

21c) $$\text{Min}\,S_1 = \text{Min}\,S_{l+1} = \frac{l-1}{2}p$$

22c) $$\text{Min}\,S_{m+1} = 0,$$

d. i. der Mittelstiel oder — wenn die Mitte eines Intervalles in die Trägermitte trifft — die beiden Stiele zunächst der Mitte. —

28c)

$$\text{Max}\,S_n = \frac{\pi}{2l}n^2 - \left(P + \frac{\pi}{2l}\right)n + \frac{l+1}{2}P$$

wenn der Werth positiv wird

$\text{Min}\,S_{n+1} = 0$, für den Werth von n, für welchen vorstehender Werth für $\text{Max}\,S_n$ zum letzten Male positiv wird

$$\text{Min}\,S_{n+1} = -\left[\frac{\pi}{2l}n^2 - \left(P + \frac{\pi}{2l}\right)n + \frac{l+1}{2}P\right]$$

wenn der Werth in der Klammer negativ wird.

Die Stiele, welche zwischen dem Mittelstiel und demjenigen liegen, welcher nach 28c) gleich Null wird, müssen ebenfalls durch Null gehen.

Die große Zahl von Gleichungen, welche vorstehend zur Berechnung eines Trägers der einfachsten Form angegeben sind, braucht man bei einiger Uebung nicht alle, sondern sie reduciren sich eigentlich auf zwei: d. i. die Berechnung des oberen Rahmens oder der Horizontalkraft nach Gleichung 14c), und die Berechnung der Stiele oder der Verticalkraft nach Gleichung 28c). Aus der ersteren findet man, indem man n immer um eine Einheit vorrücken läßt, den unteren Rahmen und indem man mit dem Verhältniß des Eigengewichtes zur Totallast multiplicirt die kleinsten Werthe beider Rahmen. Aus der zweiten findet man die Grenzwerthe der Stiele und wenn man diese durch das constante Produkt ($h\,\text{Cos}\,\alpha$) dividirt die Grenzwerthe der Bänder. Die kleinsten Werthe derjenigen Stiele, welche man nach der Formel nicht findet, sind gleich Null.

Beispiel. Träger C.

Für den in §. 2 für $\lambda = 5$ berechneten rechtwinkligen Träger war $p = 0{,}2P$; $\pi = 0{,}8P$; $P = 1$; $h = \frac{1}{10}l = 1$; $\text{Cos}\,\alpha = 0{,}705$; Länge der Bänder $= 1{,}414$, wonach die beiden

Hauptgleichungen lauten:

$$\operatorname{Max} T_n = 5n - 0{,}5n^2 \text{ bis zur Mitte}$$

$$\left.\begin{matrix}\operatorname{Max} S_n \\ \operatorname{Min} S_{n+1}\end{matrix}\right\} = \pm(0{,}04n^2 - 1{,}04n + 5{,}5),$$

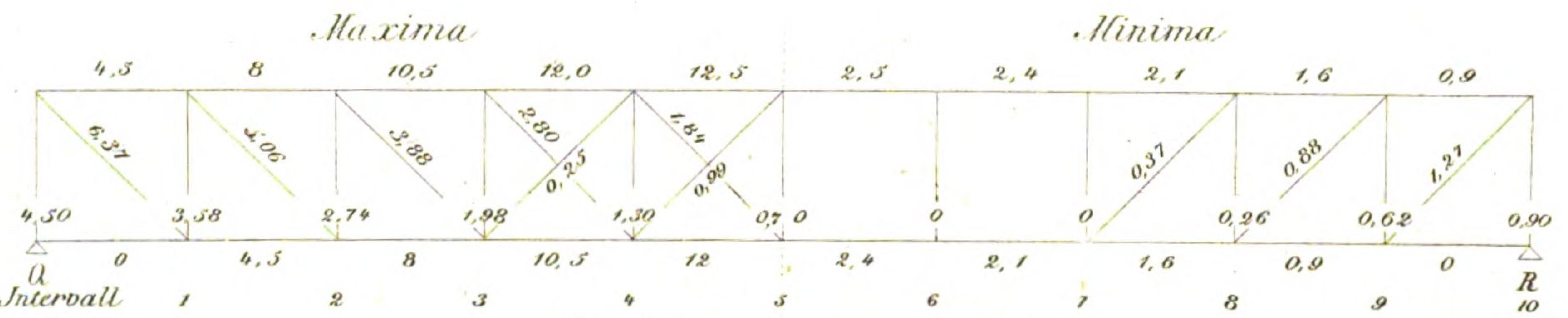
woraus sich nach dem Vorigen findet:

$$\operatorname{Max} U_n = \operatorname{Max} T_{n-1} \text{ bis zur Mitte;}$$

$$\operatorname{Min} T_n = \frac{\operatorname{Max} T_n}{5}; \quad \operatorname{Min} U_n = \frac{\operatorname{Max} U_n}{5};$$

$$\operatorname{Max} N_n = \operatorname{Max} S_n \cdot 1{,}414; \quad \operatorname{Min} N_n = \operatorname{Min} S_{n+1} \cdot 1{,}414.$$

Demnach erhalten wir die nachstehend eingeschriebenen Grenzwerthe:



Alle Werthe in Pausgedrückt

Als Gewichtsverhältnißzahl ergiebt sich:

oberer Rahmen 2 (4,5 + 8 + 10,5 + 12 + 12,5)	= 95,00
unterer Rahmen 2 (4,5 + 8 + 10,5 + 12)	= 70,00
Stiele 2 (4,5 + 3,58 + 2,74 + 1,98 + 1,3) + 0,7	= 28,90
Bänder 2 · 1,414 (6,37 + 5,06 + 3,88 + 2,8 + 1,84 + 0,99 + 0,25) . . .	= 59,92
Für den Träger C zus.	253,82.

§. 8. Theoretische Gewichte der betrachteten Trägerformen.

Da die Gewichtsverhältnißzahlen der beispielsweise berechneten Träger, welche alle dieselbe Länge, dieselbe Höhe in der Mitte, dieselbe Intervallgröße, dasselbe Fachwerk, dieselbe äußere Belastung und hypothetisch dasselbe Eigengewicht haben, sich wie die „theoretischen Gewichte" derselben verhalten müssen, so hat man diese Verhältnisse:

A.	Abgestumpfter Parabelträger	254,0
B.	Parabelträger mit geradem unteren Rahmen .	291,5
Bβ.	Parabelträger mit gleichgekrümmten Rahmen	287,4
C.	Rechtwinkliger Träger	253,8

wobei zu bemerken, daß beim Träger Bβ die Last in den Knotenpunkten des oberen, bei den übrigen Trägern in denen des unteren Rahmens wirksam angenommen war, und daß das Eigengewicht sich zur äußeren Last wie 1 : 4 verhalten sollte.

Die theoretischen Gewichte der Träger A und B würden noch etwas geringer ausfallen, wenn nicht für die Stiele die Summe ihrer negativen und positiven Werthe statt, wie sonst üblich, nur der größere derselben in Rechnung gestellt wäre.

Ferner liegt ein Widerspruch darin, daß bei allen Trägern die Totallast dieselbe und das Verhältniß des Eigengewichtes zur äußeren Last constant sein soll, während doch die Eigengewichte ungleich gefunden worden sind. Wenn man dieselben Träger unter der Bedingung berechnete, daß sie alle dieselbe äußere Last zu tragen fähig sind, so würden sich die Parabelträger noch erheblich ungünstiger gegen die andern stellen. In noch höherem Maße würde dies der Fall sein, wenn man für die Träger A und C die vortheilhaftesten Intervallgrößen wählte, wie dies die Untersuchungen des folgenden Abschnittes ergeben werden. —

Ein näherer Vergleich der von den verschiedenen Constructionstheilen der berechneten Träger zu entwickelnden Widerstände zeigt, wie sich a priori erwarten ließ, daß der abgestumpfte Parabelträger in Allem den Uebergang vom rechtwinkligen zum Parabelträger bildet und daß er deshalb einen Theil sowohl der Vorzüge wie der Nachtheile Beider besitzt.

II. Abschnitt.

Construction der Balkenbrücken.

§. 1. Zwei oder mehr Stützpunkte?

Es ist eine bekannte Thatsache, daß ein Balken, welcher in einem Stücke über mehre Oeffnungen reicht, geringere Durchbiegungen zeigt als wenn er jede dieser Oeffnungen einzeln überspannt. Daraus darf man jedoch nicht schließen, wie man nach dem Augenschein geneigt sein könnte, daß er im ersten Falle auch mehr tragen kann, sondern bei gleichem Querschnitte wird der gekuppelte Balken weniger tragen können als der einfache. Die Theorie lehrt, daß beim Ersten sowohl das Maximum der Horizontal- wie der Verticalkräfte sich auf dem mittleren Stützpunkte vereinigt findet, während beim Einzelbalken diese Maxima — welche in Bezug auf die Verticalkraft außerdem kleiner sind — vereinzelt liegen und deshalb erst bei einer größeren Belastung den Bruch herbeiführen können.

Bei dem homogenen Balken von constantem Querschnitt wird die Kuppelung also nur dann zweckmäßig sein, wenn es bei reichlicher Stärke auf eine möglichst geringe Durchbiegung ankommt, oder wenn der Längenverband oder die seitliche Steifigkeit hauptsächlich berücksichtigt werden müssen.

Der ausgebildete Brückenbalken unterscheidet sich dadurch von dem homogenen Balken, daß die Stärken seiner einzelnen Theile bis zu einem gewissen Grade dem theoretisch berechneten Erforderniß angepaßt werden können, und es wäre deshalb immerhin möglich, daß für ihn die Kuppelung auch ein geringeres Eigengewicht zur Folge haben könnte. Durch einen Vergleich der in dem gekuppelten Balken wirksamen Horizontal- und Verticalkräfte mit denen des Einzelbalkens findet man, daß die Summe der Verticalkräfte in beiden Fällen ziemlich dieselbe ist, die Horizontalkräfte aber ergeben sich im Ganzen erheblich geringer, und Laissle und Schübler in ihrem 1857 erschienenen Werke berechnen den durch die Kuppelung in Bezug auf die Horizontalkräfte zu erreichenden Vortheil im günstigsten Falle zu 20 Procent. Dieser Fall soll für größere Brücken eintreten, wenn bei einem über vier oder mehr Stützpunkte gekuppelten Träger die Seiten- zu den Mittelöffnungen sich verhalten wie 4 : 5 oder wie 5 : 6, und wenn die mittleren Stützpunkte gegen die Endstützpunkte angemessen gesenkt sind.

Hiergegen ist zunächst theoretisch Mehres zu erinnern:

Bei den Einzelträgern werden die Rahmen unter allen Umständen entweder gezogen oder gedrückt, bei dem gekuppelten Träger dagegen wechseln, je nach dem Verhältniß der äußeren Last zum Eigengewicht auf eine mehr oder minder große Länge, Zug und Druck in einem und demselben Rahmen nach Maßgabe des Standes der äußeren Belastung. Dieser Wechsel in der Spannung der Rahmen bedingt auf derselben Strecke einen Wechsel der Spannung in den Tragwänden: z. B. ein geneigt liegendes Band wird in dem einen

Falle gezogen, in dem andern gedrückt werden. Baensch berechnet in seinen gründlichen Untersuchungen über gekuppelte Träger*), daß der Rahmen eines über zwei 416 Fuß weite Oeffnungen reichenden Balkens an einer gewissen Stelle beim Passiren eines Eisenbahnzuges in circa 10 Secunden von 244441 Pfund Druck in 508352 Pfund Zug übergeht und daß die Spannung einer gewissen Strebe desselben Balkens unter diesen Umständen zwischen 95135 Pfund Druck und 105912 Pfund Zug schwankt.

Solche Schwankungen, welche bei kleineren Spannweiten in verhältnißmäßig höherem Grade stattfinden müssen, sind gewiß nicht unbedenklich und erfordern besondere Aufmerksamkeit. Entweder müßte man die ihnen unterworfenen Constructionstheile stärker als die übrigen machen, oder mindestens für sie die Summe der positiven und negativen Anstrengungen als maßgebend betrachten und ihre Stärke demgemäß bemessen. Beides würde aber einen Theil des theoretischen Vortheils der gekuppelten Träger compensiren und unter Umständen ihn gänzlich aufheben.

Würde man nach Anleitung der Baensch'schen Abhandlung die Verticalconstructionen eines gekuppelten Trägers — d. i. seine Wände — berechnen, so fände man wahrscheinlich viel ungünstigere Resultate als die oben angegebenen. Die Grenzwerthe der Verticalconstructionen ergeben sich nicht — wie gewöhnlich angenommen wird — wenn man die einzelnen Spannweiten nur im Ganzen belastet oder unbelastet betrachtet, sondern für jeden Constructionstheil giebt es sechs Stellungen der äußeren Last, welche ihn sechs Eminenzwerthe erreichen lassen, und aus diesen sechs sind die beiden Grenzwerthe auszusuchen. Wenn diese Thatsache einerseits geeignet ist, um von der unabsehbaren Arbeit einer solchen Berechnung abzuschrecken, so kann sie auf der andern Seite dazu dienen, um begründete Zweifel gegen die Richtigkeit von weniger gründlichen Berechnungen hervorzurufen.

Indeß abgesehen von diesen Zweifeln, so ist noch auf einen Umstand aufmerksam zu machen, welcher die Richtigkeit des Vergleiches zwischen den Verticalkräften des gekuppelten und des Einzelträgers zum Nachtheile des Ersteren beeinträchtigt. Die Schwankungen zwischen Zug und Druck in den Streben desselben machen auf der Strecke, in welchen sie stattfinden, eigentlich zweierlei Constructionstheile — Kreuzstreben — nothwendig, weshalb man auf dieser Strecke die Verticalkraft doppelt in Anschlag bringen müßte. Da etwas Aehnliches beim Einzelträger nur in höchst untergeordnetem Grade stattfindet, so ist es klar, daß dadurch der gekuppelte Träger von seiner theoretischen Leichtigkeit verlieren muß. Es ist allerdings richtig, daß bei reinen Gitter- und Blechbrücken dieser Punkt keine Berücksichtigung verdient und deshalb meistentheils gänzlich außer Acht gelassen ist, allein hierzu war man nur berechtigt, indem man für die Gitter- und Blechbrücken unrichtige Annahmen machte, wovon weiter unten die Rede sein wird.

Wirft man einen Blick auf die übersichtlichen Darstellungen, welche Laissle und Schübler über die Horizontal- und Verticalkräfte in gekuppelten und Einzelträgern ihrem Werke beigefügt haben, so wird man leicht zu dem Schlusse gelangen, daß die geltend gemachten theoretischen Einwände gegen das Zutreffende dieser Darstellungen sich noch erheblich verstärken müssen, wenn man die praktische Ausführung in's Auge faßt. Der Wechsel in den Spannungen der Rahmen macht bei der Wahl ihrer Querschnittsform und Längsverbindung auch seinen störenden Einfluß geltend; ein Körper, welcher bestimmt ist, nur Druck auszuhalten, erfordert hauptsächlich Steifigkeit, während die Verbindung der einzelnen Theile, aus denen er der Länge nach besteht, mit geringem Materialaufwand

*) Preußische Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1857.

hergestellt werden kann; ein Körper, welcher nur gezogen werden soll, kann der Steifigkeit ganz entbehren, dagegen müssen seine Längenverbindungen sehr sorgfältig gebildet sein; sowohl im ersten Falle um die Steifigkeit zu erzielen, wie im zweiten um die sichere Längsverbindung herzustellen, ist — mit dem theoretischen Erforderniß verglichen — ein Mehraufwand an Material nothwendig, welcher sich verdoppelt, wenn derselbe Körper gegen Zug und Druck gleich widerstandsfähig gemacht werden muß. Außerdem ist es nie möglich, zwei Zwecke gleichzeitig so vollkommen zu erreichen wie einen, und die Rahmen gekuppelter Träger werden aus diesen Gründen verhältnißmäßig immer schwerer und unzweckmäßiger werden als die von Einzelträgern. Aehnliches ergiebt sich für die Verticalconstructionen, und mit Recht darf man deshalb behaupten, daß ein theoretischer Beweis für die Vortheile der Kuppelung nicht viel besser als gar keiner ist. —

Besonders günstig soll für größere Brücken die Kuppelung dann sein, wenn bei einem über vier oder mehr Stützpunkte reichenden Träger die mittleren Stützpunkte angemessen gesenkt und die Mittelöffnungen um $\frac{1}{4}$ oder $\frac{1}{5}$ größer sind als die Seitenöffnungen. — Was die ungleiche Weite der Oeffnungen betrifft, so mag sie sehr selten in dem angedeuteten Verhältniß durch die Umstände bedingt werden; ist dies aber der Fall, so haben die Einzelträger den gekuppelten gegenüber den Vortheil, daß man ihre Höhe für jede Spannweite entsprechend wählen kann, ein Vortheil, dessen Größe sich freilich theoretisch nicht nachweisen läßt. Was ferner die Senkung der Zwischenstützpunkte betrifft, so kann diese gewiß am allerwenigsten zur Empfehlung der Kuppelung dienen: wenn eine Senkung von etlichen Zollen nennenswerthe Veränderungen in der Vertheilung der in dem gekuppelten Träger wirksamen Kräfte hervorbringen kann, so muß man vor der Anwendung einer so gefährlichen Construction unbedingt warnen; wie leicht kann sich die Höhe eines Pfeilers unerwartet etwas verändern, wie leicht kann eine solche Veränderung unbemerkt bleiben und wie schwierig ist es, namentlich bei größeren Brücken, sie wieder zu beseitigen! Dabei kommt noch in Betracht, daß man bis jetzt überhaupt nicht zu wissen scheint, wie der Einfluß der Stützpunkte theoretisch richtig in Rechnung zu stellen ist; Laissle und Schübler geben die Regel, daß man zur Bestimmung der theoretischen Spannweite der Mittelöffnungen die halbe Pfeilerdicke zur Lichtweite addiren solle, woraus sich z. B. bei constanter Lichtweite die Ungereimtheit ergeben würde, daß die theoretische Spannweite mit der Pfeilerdicke wächst. Bei einigen Brücken hat man diese Frage durch ein sehr schmales Auflager zu umgehen gesucht, wobei dann der größte Theil der Pfeilerfläche unbenutzt blieb und die Spannweite thatsächlich vergrößert wurde.

Nach den vorstehenden Erörterungen muß es mindestens sehr fraglich erscheinen, ob man dem ausgebildeten gekuppelten Brückenbalken — wie dies bei dem gekuppelten homogenen Balken geschehen konnte — unter irgend welchen Umständen den Vorzug vor dem Einzelträger geben darf. Abgesehen von seiner Construction, scheinen mir allein die Schwierigkeiten und die Unsicherheit einer Berechnung seiner einzelnen Theile seine Anwendung zu verbieten; die vergleichenden Betrachtungen des III. Abschnittes ergeben überdies, daß die gekuppelten Brücken in Bezug auf Leichtigkeit durchaus keine hervorragende Stelle unter den übrigen einnehmen, und in den folgenden Untersuchungen ist deshalb ausschließlich der Einzelträger berücksichtigt.

Es muß jedoch noch darauf hingewiesen werden, daß man bisher beim gekuppelten Träger nur die rechtwinklige Form einer näheren Betrachtung unterzogen hat; die Untersuchungen von Baensch über abweichende Formen sind leider so aphoristisch, daß sie in dieser Beziehung durchaus kein bestimmtes Urtheil gestatten; vielleicht ist es ferneren Unter-

suchungen vorbehalten, für den gekuppelten Träger eine Form ausfindig zu machen, welche in höherem Grade als die rechtwinklige den Ansprüchen eines zweckmäßigen Brückenträgers zu genügen im Stande ist.

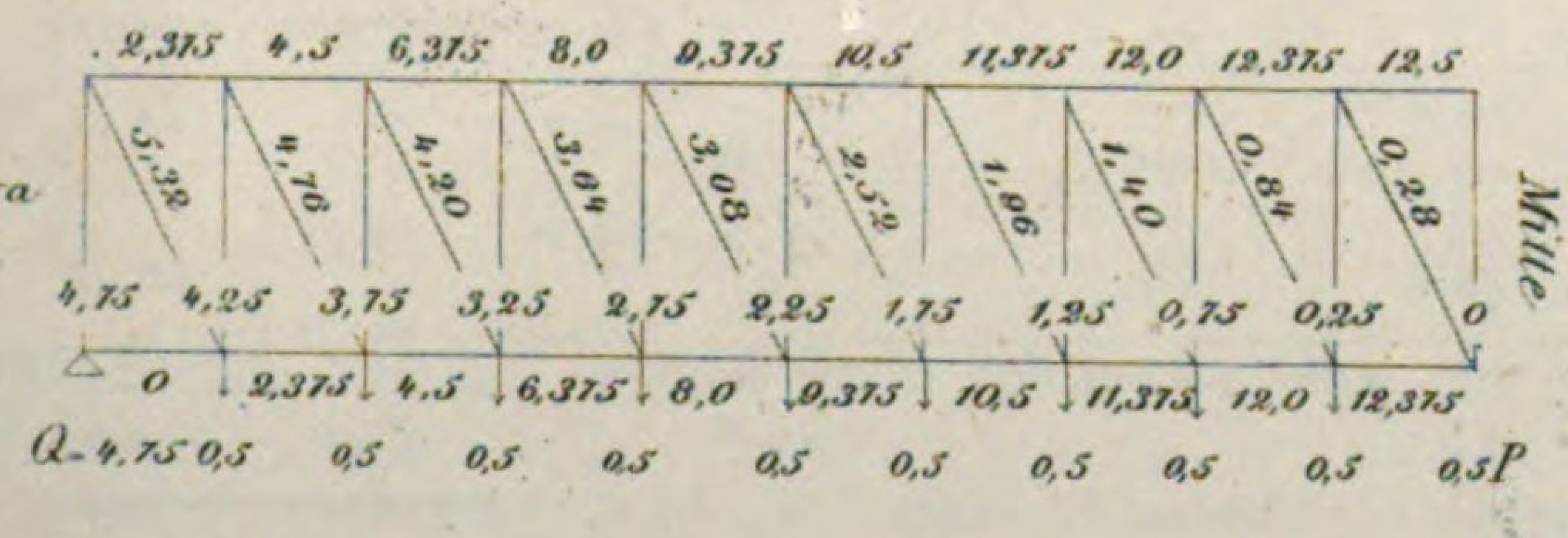
---

§. 2. Theoretischer Vergleich zwischen Fachwerk, Gitter und Blech.

Den in einem Brückenbalken wirkenden Verticalkräften begegnet man durch Constructionstheile, welche man im Allgemeinen mit dem Namen Blech, Gitter- oder Fachwerk bezeichnet. Welches dieser drei Systeme vorzuziehen ist, läßt sich theoretisch sehr leicht und in einem speciellen Falle gewöhnlich auch praktisch sehr leicht entscheiden; weil aber meistentheils diese beiden Entscheidungen einander entgegengesetzt sind, soll die Frage hier zunächst allein vom theoretischen Standpunkte aus erörtert werden. Es wird dabei nicht nöthig sein, die schiefen Belastungen und verschiedene Trägerformen in Betracht zu ziehen, und kann die Berechnung der verschiedenen Systeme für den rechtwinkligen Träger daher nach den von W. Schwedler im ersten Jahrgange der Preußischen Zeitschrift für Bauwesen entwickelten Formeln geschehen.

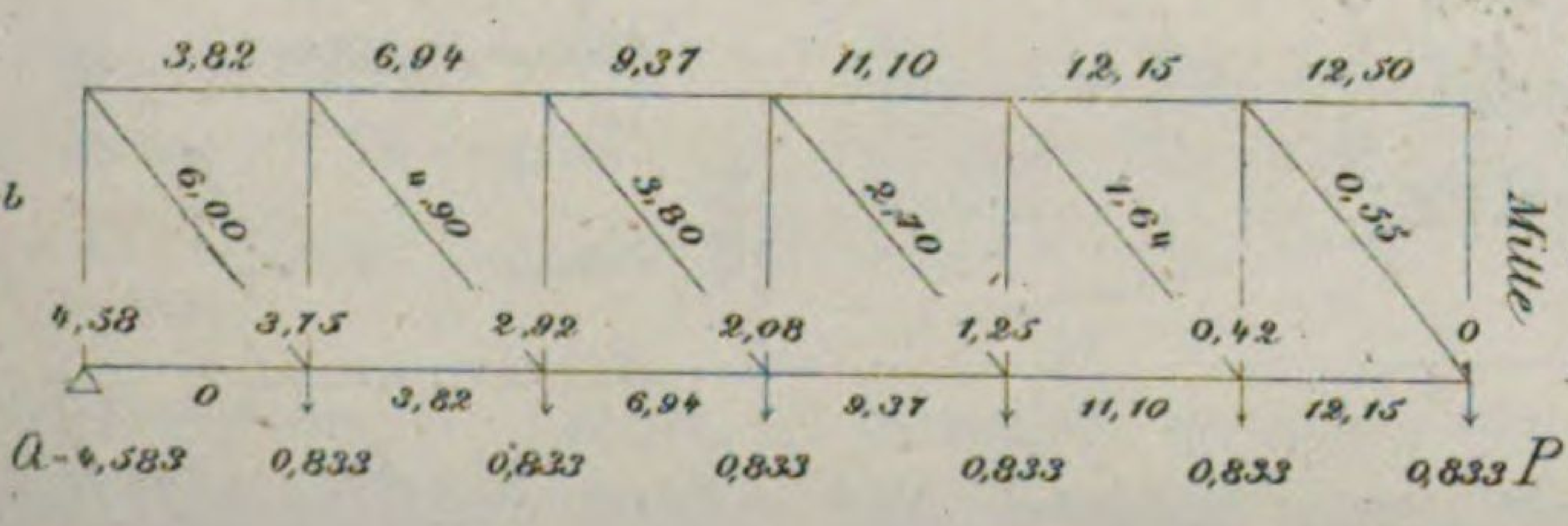
Ermittelt man zuerst für das im vorigen Abschnitte betrachtete System aus senkrechten Stielen und geneigten Bändern bestehend für den Träger von der Länge = 10 und der Höhe = 1 die theoretischen Gewichte bei verschiedenen Intervallgrößen und der Totallast P pro Längeneinheit, so findet man:

I^a



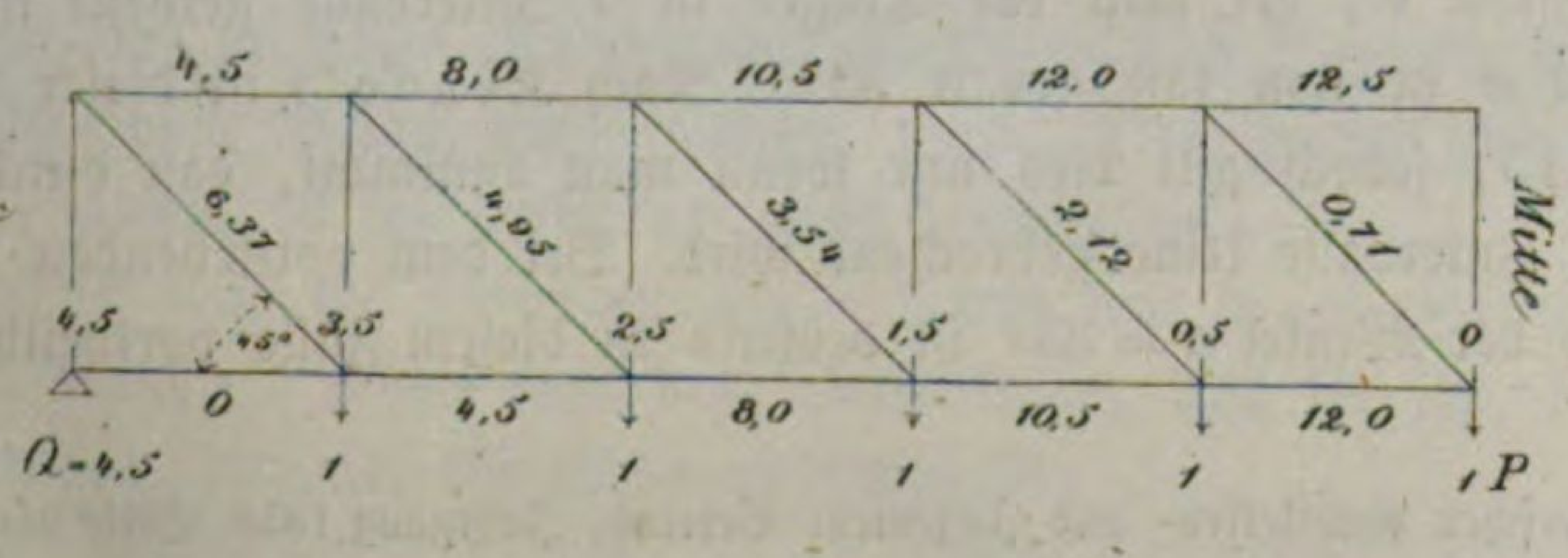
Oberer Rahmen		89,375
Unterer d°		76,875
Stiele	50,00	112,720
Bänder	62,72	
Zus.		278,97

I^b

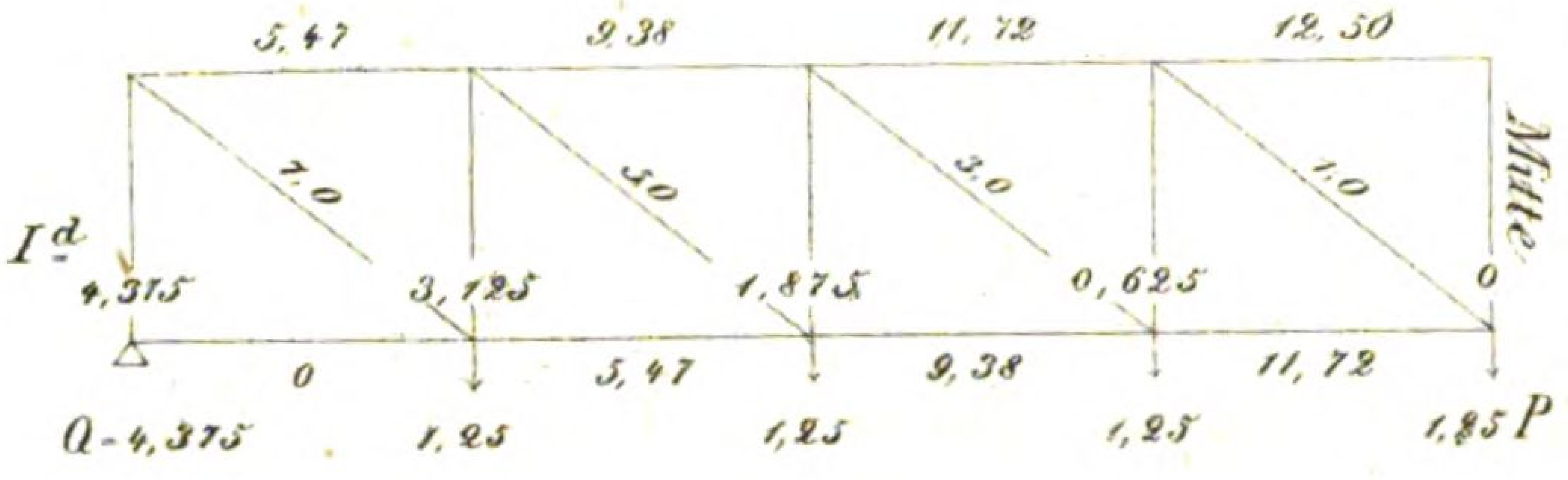


Oberer Rahmen		93,14
Unterer d°		72,30
Stiele	30,00	80,93
Bänder	50,93	
Zus:		246,37

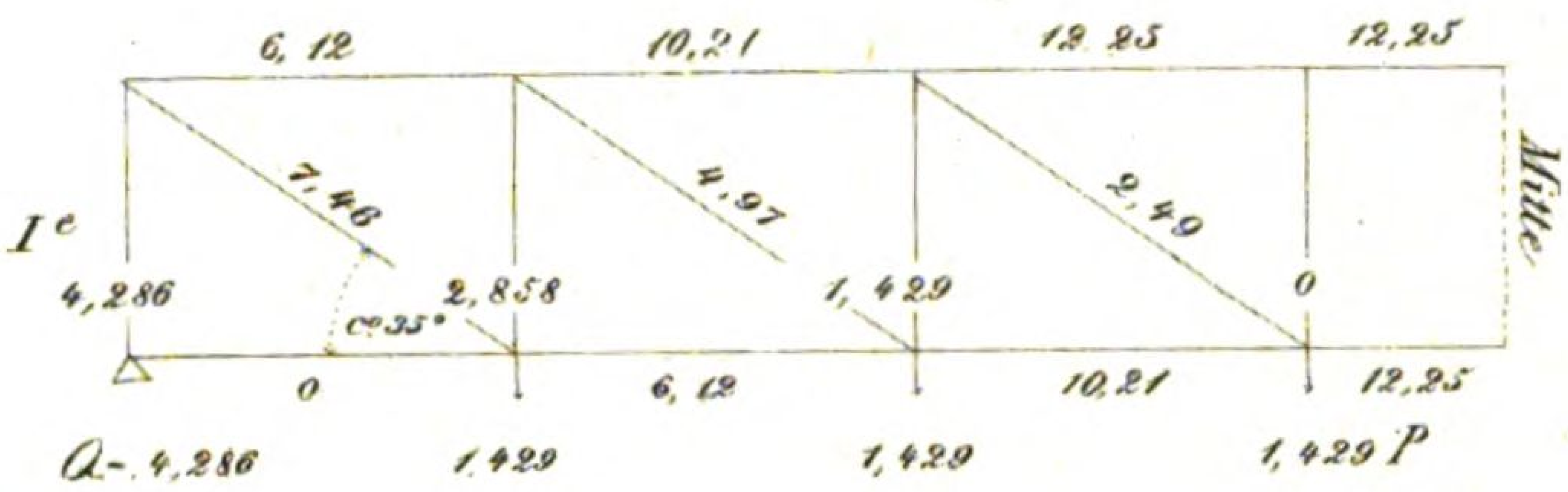
I^c



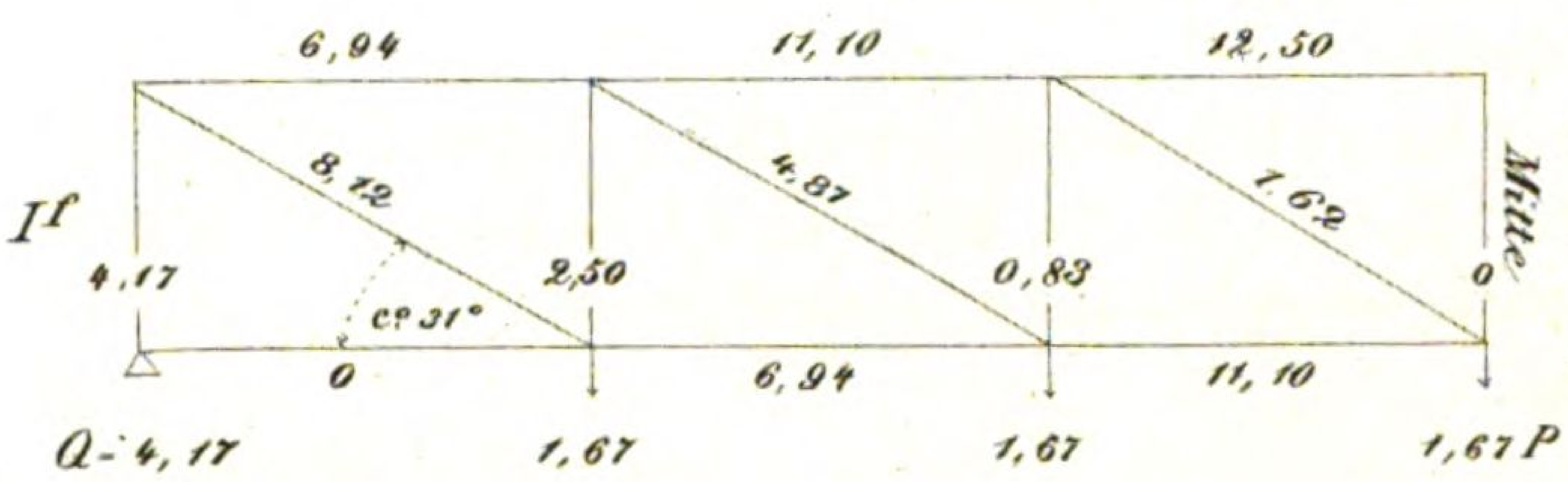
Oberer Rahmen		95,0
Unterer d°		70,0
Stiele	25,0	75,0
Bänder	50,0	
Zus.		240,0



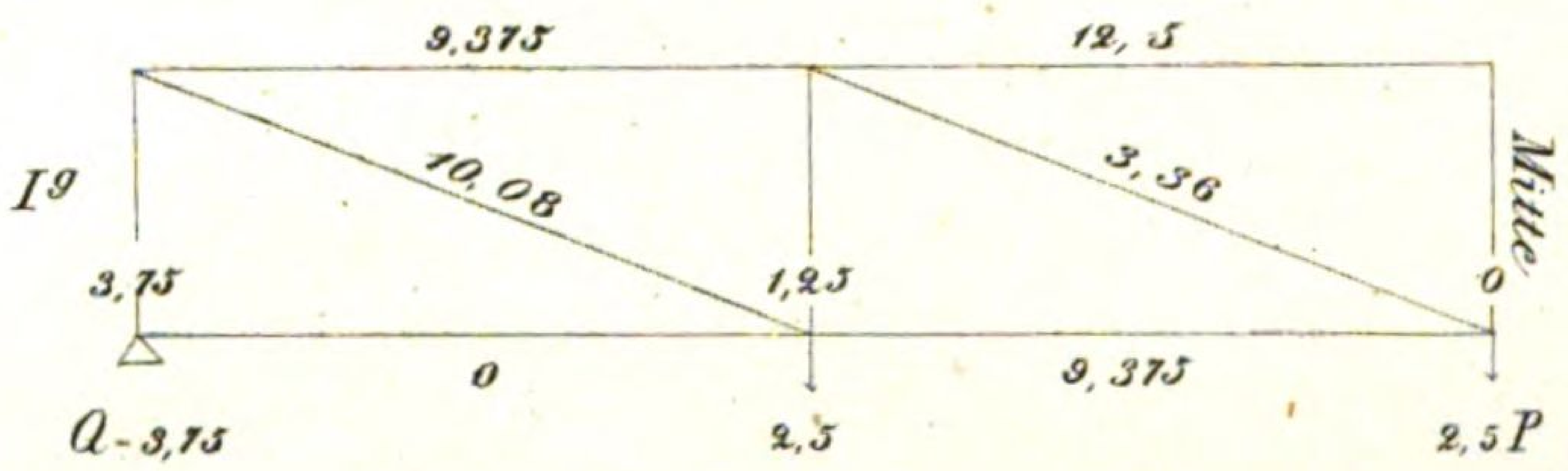
Oberer Rahmen 97,67
Unterer d° 66,43
Stiele 20,00 } 71,20
Bänder 51,20 }
Zus.: 235,3



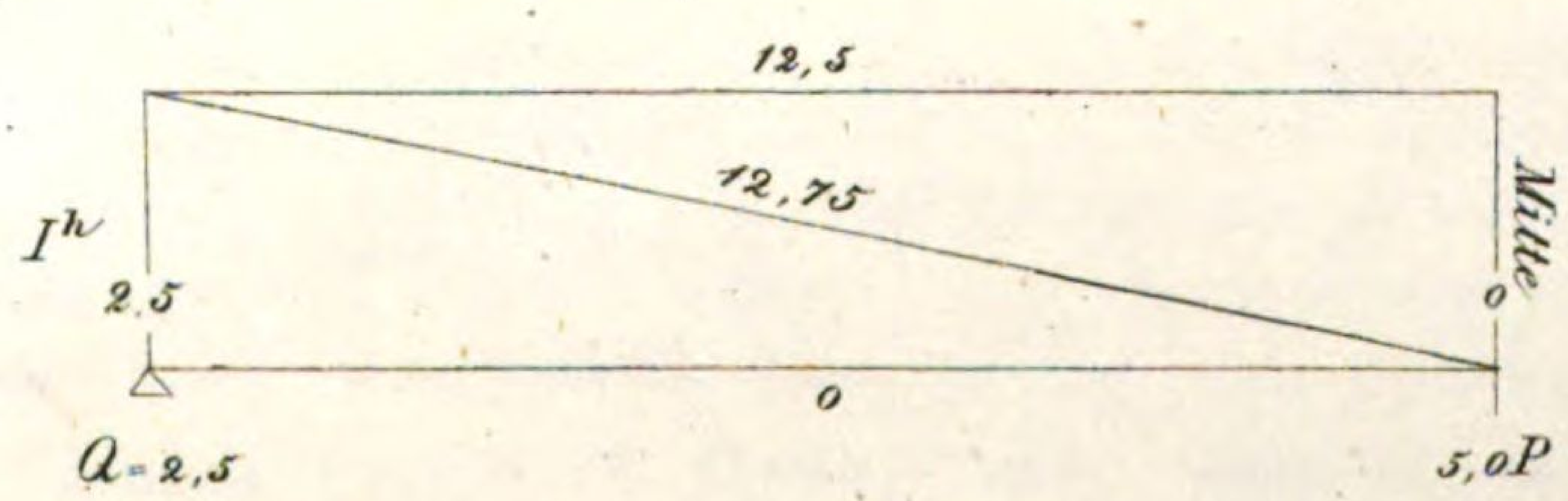
Oberer Rahmen 89,18
Unterer d° 64,18
Stiele 17,15 } 69,10
Bänder 51,95 }
Zus. 232,46



Oberer Rahmen 101,80
Unterer d° 60,13
Stiele 15,00 } 71,69
Bänder 56,69 }
Zus.: 233,62



Oberer Rahmen 109,37
Unterer d° 46,88
Stiele 10,00 } 82,58
Bänder 72,58 }
Zus.: 238,83

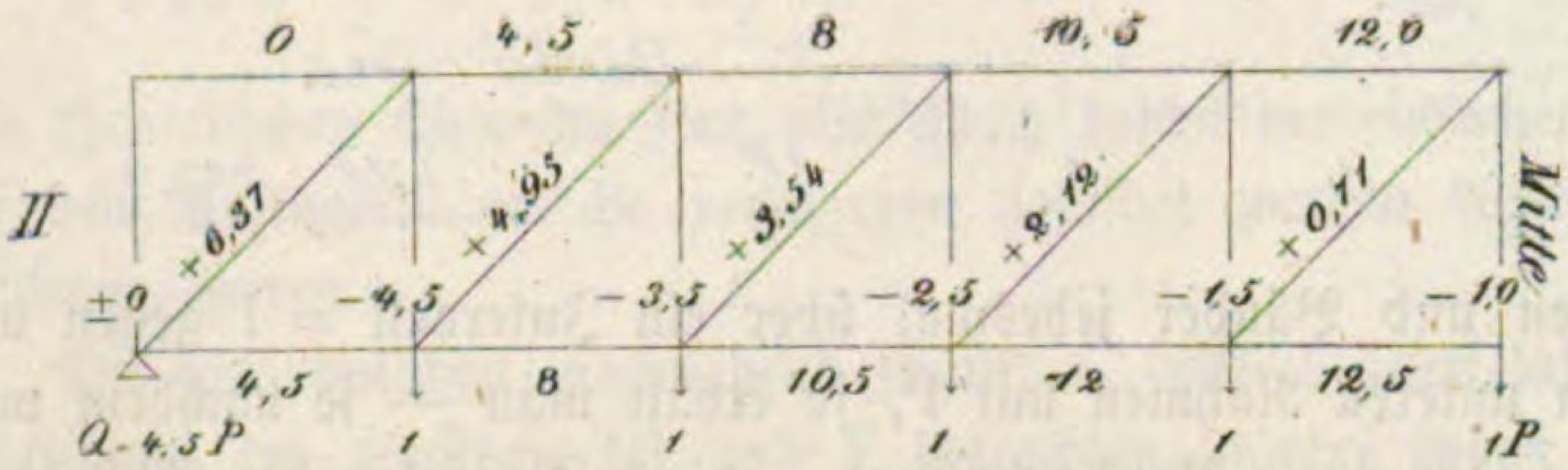


Oberer Rahmen 125,00
Unterer d° 0,00
Stiele 5,00 } 135,05
Bänder 130,05 }
Zus. 260,05

Es ist also das System I^e, bei dem der Träger in 7 Intervalle getheilt ist, das leichteste, und der Winkel α in ihm fast genau 35°. Nach Köpcke*) ist dieser Winkel am vortheilhaftesten 35° 15, jedoch gilt dies nur wenn man annimmt, daß durch seine Anwendung die Zahl der Intervalle keine gebrochene wird. Bei dem vorstehenden Träger würde dies geschehen und der Winkel $\alpha = 35°$ ist deshalb in diesem Falle vortheilhafter.

*) Zeitschrift des Hannöverschen Architekten- und Ingenieur-Vereins, Jahrgang 1858 Seite 256.

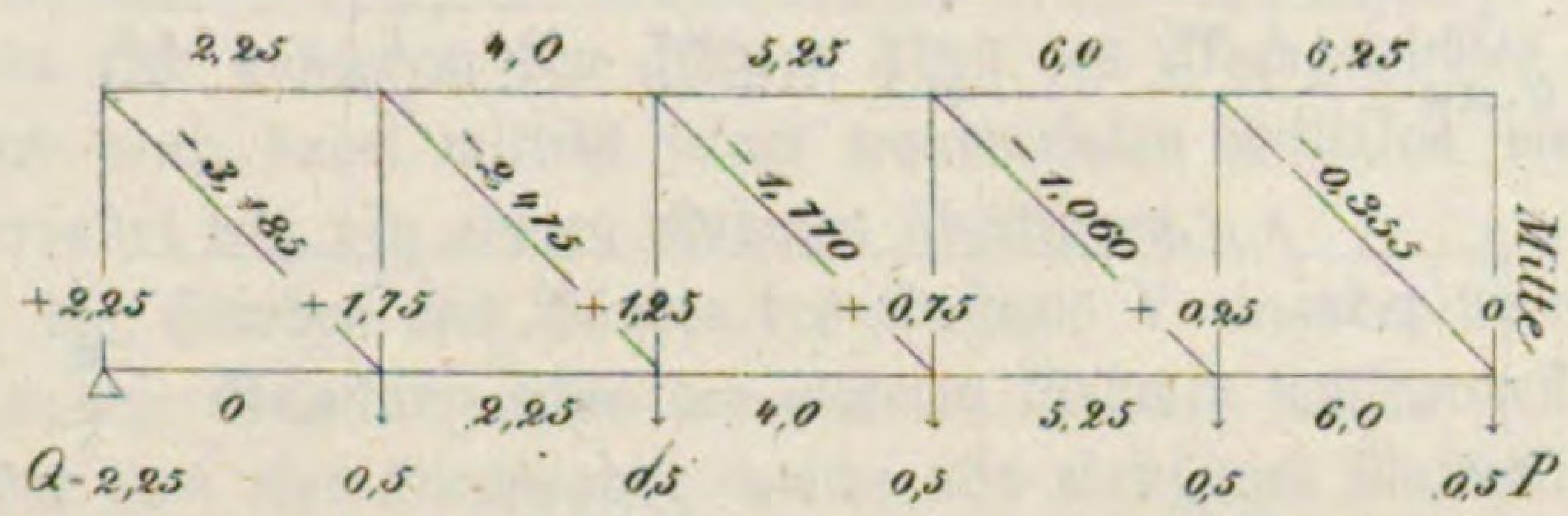
Kehrt man in dem vorigen System I die Bänder um, so gehen sie in Streben über und die Stiele in Anker. Dafür erhält man, die Intervalllänge = 1 = 0,11 gesetzt, folgende Gewichtsverhältnißzahl:



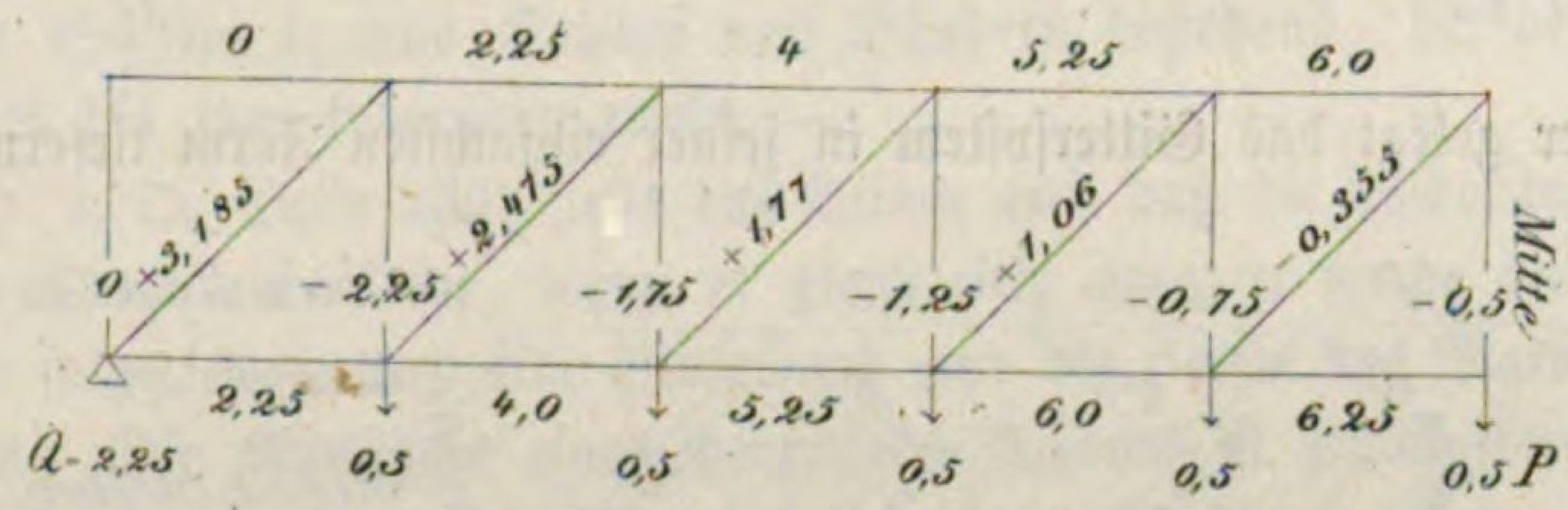
Oberer Rahmen	10,00
Unterer d°	95,00
Anker 25 } Streben 50 }	75,00
Zus:	240,00

also dieselbe wie beim entsprechenden I^c^.

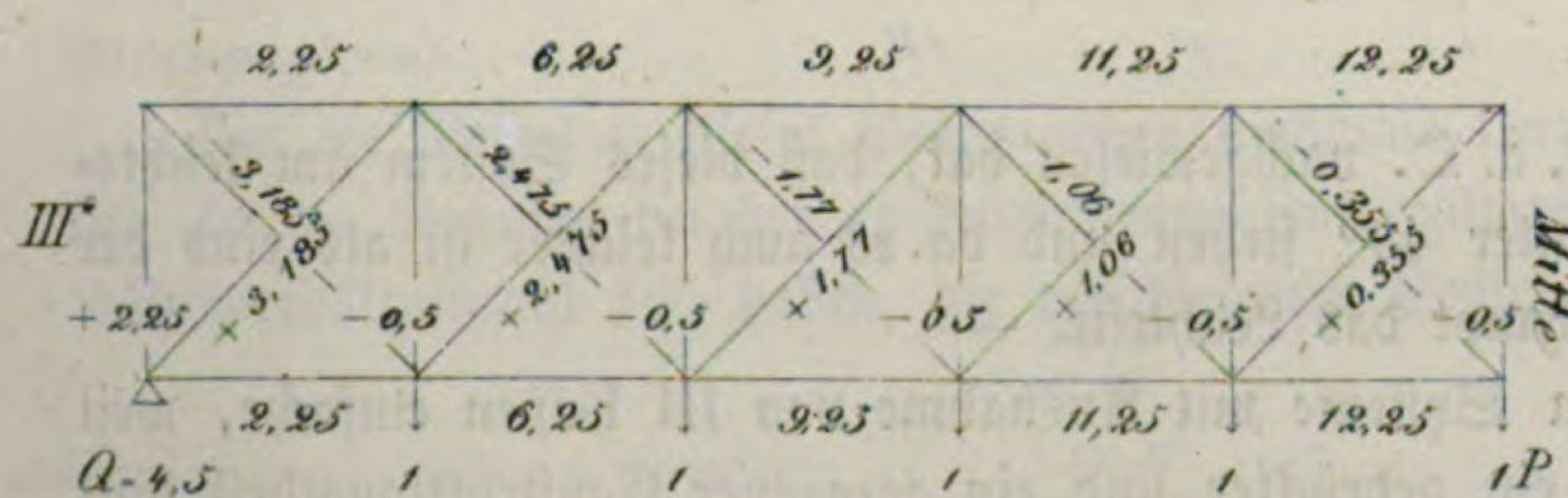
Legt man zwei Systeme aufeinander, von denen eins die Form I^c^ und das zweite die des entsprechenden II hat, von denen jedes aber nur mit 0,5 P auf die Längeneinheit belastet ist, so erhält man aus:



und:



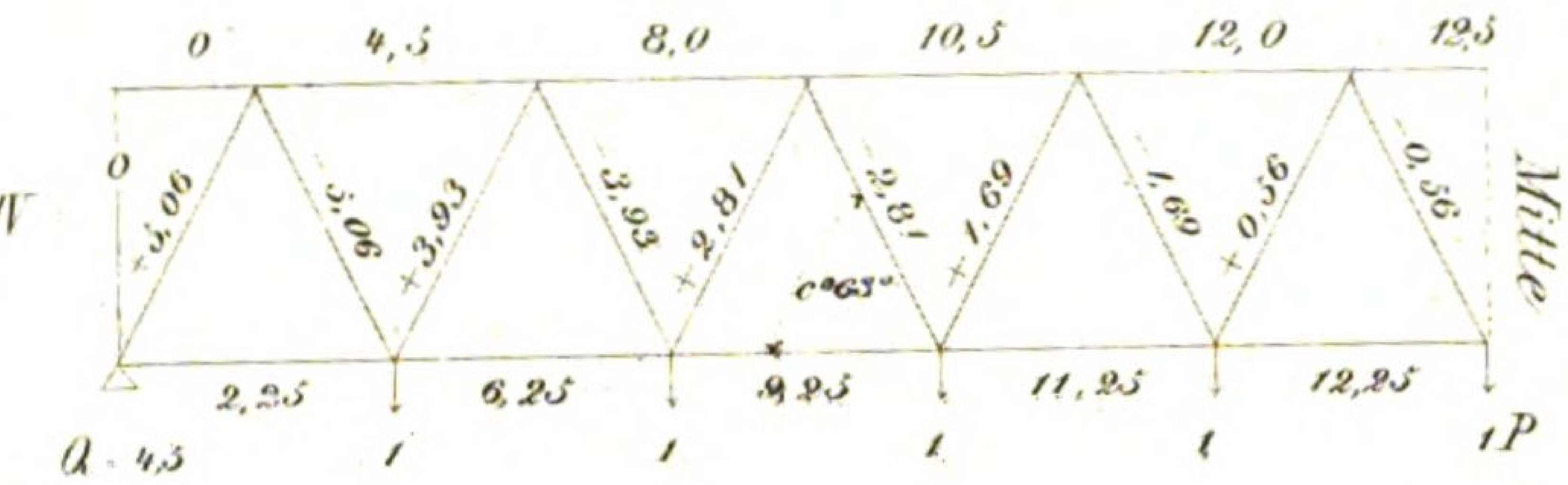
folgendes System von der äußeren Form des Howe'schen und der mancher Gitterbrücken:



Oberer Rahmen	82,50
Unterer d°	82,50
Anker u. Stiel 9,00 } Streben u. Bänder 50,00 }	59,00
Zus:	224,00

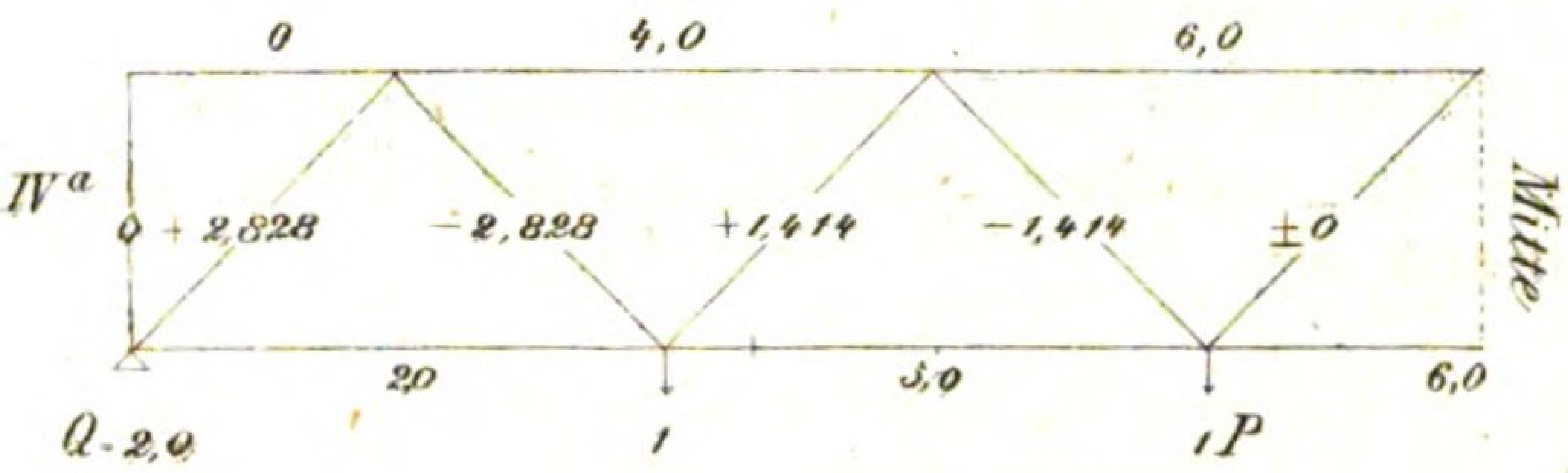
Dieses System III, welches als Grundlage derjenigen Gitterbrücken, welche mit sogenannten Verticalständern versehen sind, betrachtet werden könnte, ist theoretisch zwar ungemein leicht, aber praktisch unmöglich, weil der Bedingung nicht genügt werden kann, daß von der an jedem Knotenpunkt wirkenden Last P gerade die Hälfte vom Anker und die Hälfte vom Bande aufgenommen wird. Das Howe'sche System, welchem es im Aeußern gleicht, ist theoretisch gar nicht herzustellen. —

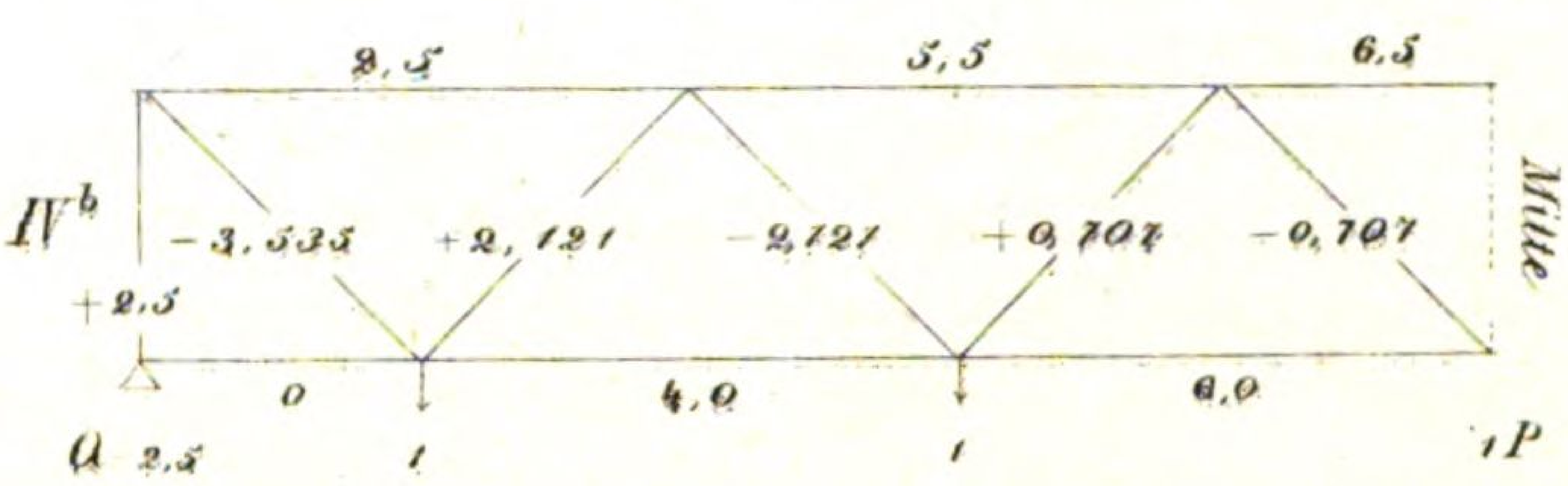
Halbirt man die Intervallgröße = 1 und legt in jede Hälfte abwechselnd eine Strebe und ein Band, so erhält man den Warrenträger, und für ihn, bei gleicher Belastung mit den Vorigen, folgende Gewichtsverhältnißzahl:



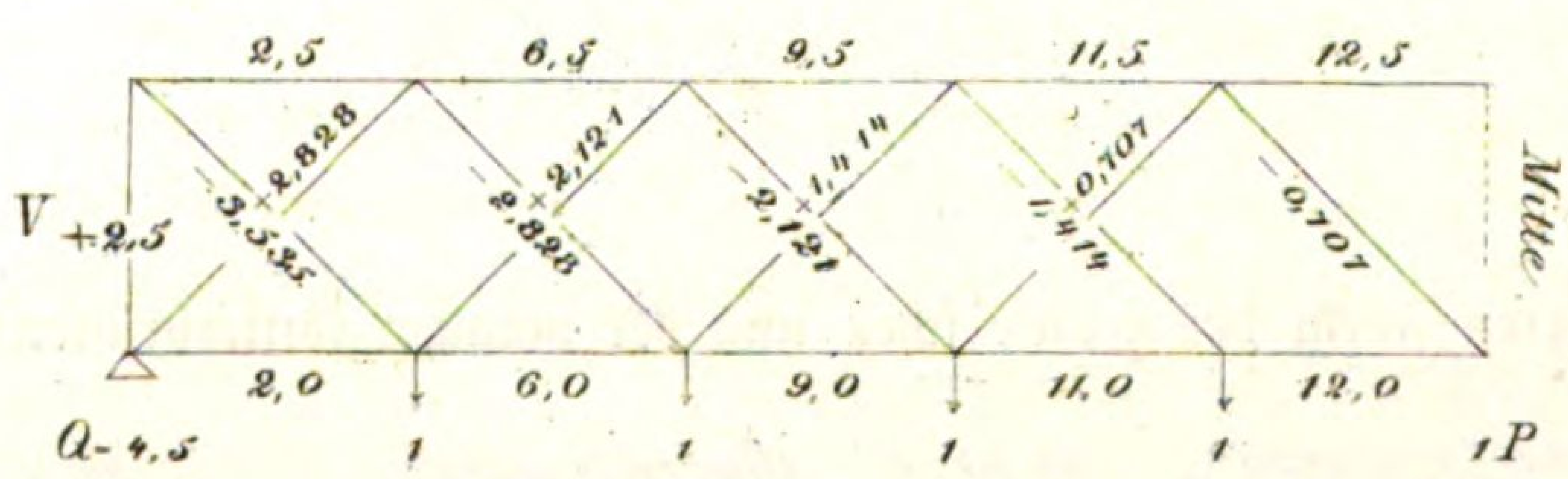
Oberer Rahmen		82,5
Unterer d°		82,5
Streben	31,5	63,0
Bänder	31,5	
Zus:		228,0

Läßt man diese Streben und Bänder jedesmal über ein Intervall = 1 gehen und belastet die Knotenpunkte im unteren Rahmen mit P, so erhält man — je nachdem man am Auflager mit einer Strebe oder einem Bande anfängt — die beiden folgenden Systeme:





welche aufeinander gelegt das Gittersystem in seiner einfachsten Form liefern:

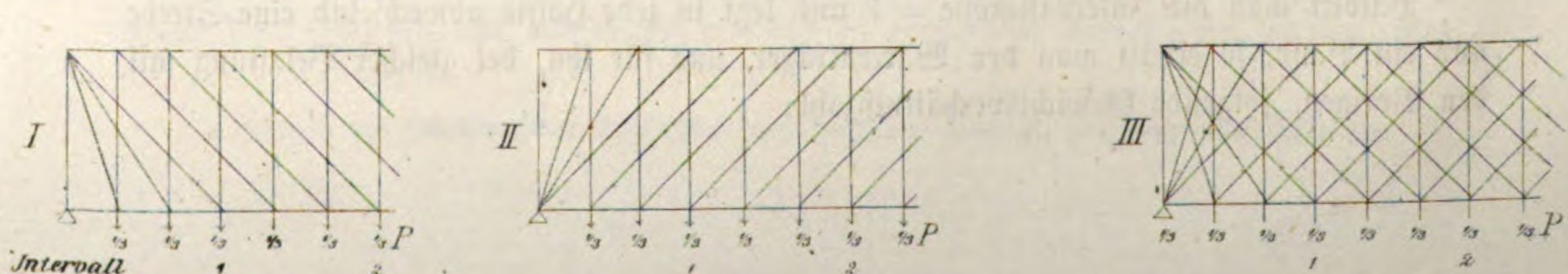


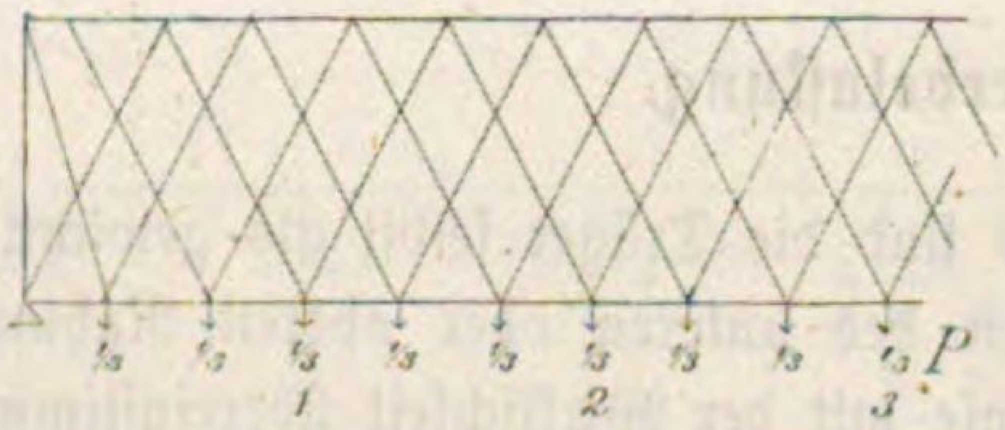
Oberer Rahmen		85,0
Unterer d°		80,0
Stiele & Streben	25,0	55,0
Bänder	30,0	
Zus:		220,0

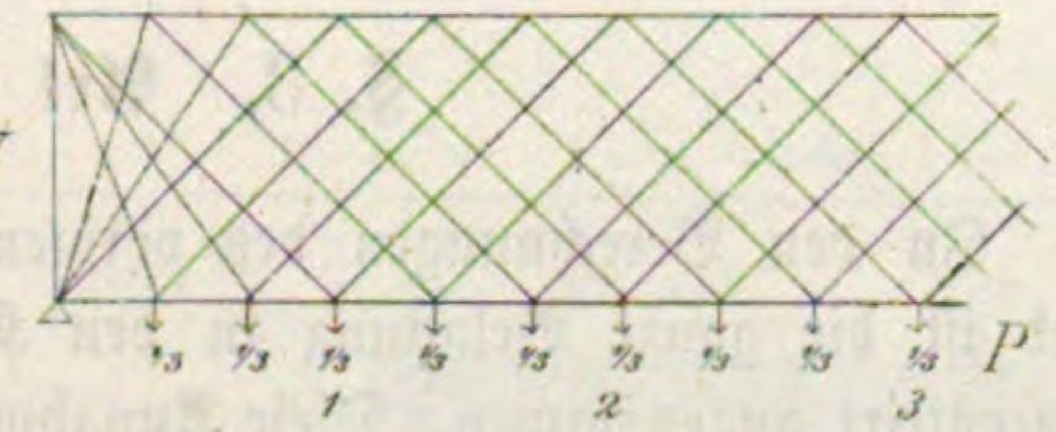
Da unter Andern Köpcke a. a. O. nachgewiesen hat, daß dieses System am leichtesten wird, wenn seine Stäbe unter 45° stehen und da es auch leichter ist als eins der vorher berechneten, so ist es überhaupt das Leichteste. —

Die sämmtlichen betrachteten Systeme mit Ausnahme von III heißen einfache, weil auf jedes Intervall immer nur ein gedrückter und ein gezogener Construktionstheil fällt und weil mit Weniger kein Gleichgewicht herzustellen ist.

Legt man n einfache Systeme aufeinander, von denen jedes um $\frac{1}{n}$ Intervall gegen das Vorige zurück- resp. vorspringt und $\frac{1}{n}$ der Last des einfachen Systems zu tragen hat, so erhält man ein nfaches System, wie nachstehend die betrachteten fünf Systeme dreifach skizzirt sind:

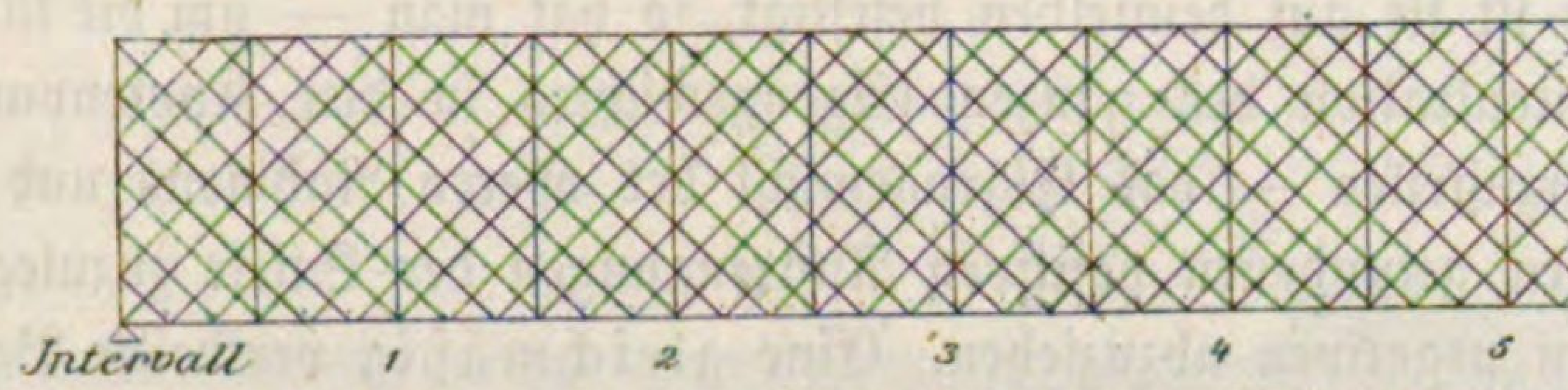


IV 

V 

Die theoretischen Gewichte sind also gleich denen der einfachen Systeme, nur die Anfänge auf den Auflagern, welche verschieden gebildet werden können, bringen eine kleine Abweichung hervor.

Die gewöhnlichen, nachstehend skizzirten, Gitterbrücken lassen sich theoretisch als Combinationen der Systeme III und V betrachten, wobei indeß die ersteren die äußere Last

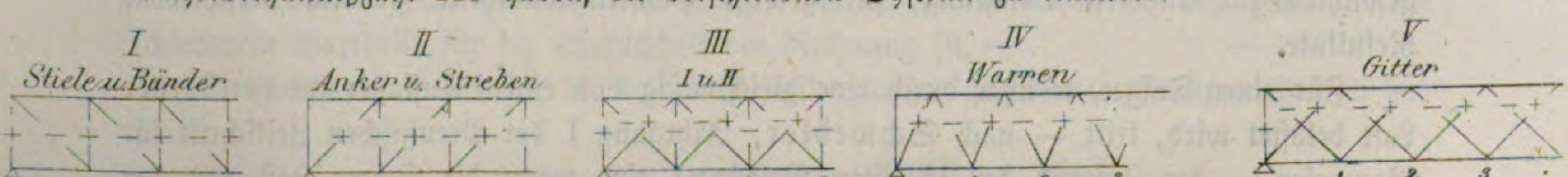


gewöhnlich allein und außerdem den größern Theil des Eigengewichtes zu tragen haben. Der Anfangsstiel muß dabei mittelst seiner transversalen Festigkeit die Horizontalkräfte des ersten Intervalles auf den oberen Rahmen übertragen.

Läßt man die Streben und Bänder des Systems V einander unendlich nahe rücken und nimmt man die Belastung über den unteren Rahmen vollkommen gleichmäßig vertheilt an, so hat man eine Blechwand, welche also ebensoviel Material wie eine Gitterwand erfordert. Versieht man die Blechwand mit Verticalständern, so hat man das ein- oder mehrfache System I, aus Stielen und Bändern bestehend, bei dem jedes Band so breit ist, daß es bis zum folgenden reicht. —

Köpcke (a. a. O. Seite 235) stellt das Axiom auf, daß die Widerstandsfähigkeit eines Körpers gegen Druck nicht leide, wenn er gleichzeitig gezogen werde und umgekehrt; dadurch findet er folgerichtig, daß eine Blechwand nur die Hälfte des Materials einer Gitterwand erfordert. Die Annahme eines derartigen Axioms ist jedoch durchaus unzuläßig, und nur die Erfahrung kann hierüber den nöthigen Aufschluß geben. Die Berechnung einiger Versuche, welche im III. Abschnitte mitgetheilt sind, bestätigen dieses Axiom auch keineswegs.

Um die Resultate dieses Paragraphen nochmals kurz zusammenzufassen, so verhalten sich, da die Rahmen bei der angenommenen Intervallgröße = 1 stets die theoretische Gewichtsverhältnißzahl 165 haben, die verschiedenen Systeme zu einander:



75 : 75 : 59 : 63 : 55

Für andere Intervallgrößen, andere Belastungen und für die schiefen Belastungen ändern sich diese Verhältnisse etwas, wie bei dem Systeme I für verschiedene Intervallgrößen nachgewiesen ist. Theoretisch sind diese Zahlen jedoch für diese Trägerformen auch im Allgemeinen maßgebend, und wie sie durch praktische Rücksichten modifizirt werden, wird später erörtert.

Bezüglich des Systems III wird nochmals bemerkt, daß es zwar theoretisch richtig, aber thatsächlich unmöglich ist. —

---

§. 3. Art der Trägerbelastung.

In den Berechnungen des vorigen Abschnittes sind die Träger selbst als gewichtlos, und ist die ganze Belastung in den Knotenpunkten des unteren oder oberen Rahmens concentrirt angenommen. Diese Annahmen können nie mit der Wirklichkeit übereinstimmen und es ist zu untersuchen, inwiefern die Rechnung der Modifikationen bedarf. —

Das Eigengewicht des oberen Rahmens und des etwa mit ihm verbundenen Deckenverbandes muß durch die Stiele, Verticalständer oder Streben auf den unteren Rahmen übertragen werden, muß von diesem nebst seinem eigenen Gewicht aufgenommen und kann als in seinen Knotenpunkten concentrirt angesehen werden. Hängt die Fahrbahn am unteren Rahmen oder ist sie auf demselben befestigt, so hat man — um die in der Rechnung angenommene Concentration des ganzen Eigengewichtes in den Knotenpunkten des unteren Rahmens herzustellen — das Eigengewicht des oberen Rahmens und des etwaigen Deckenverbandes den gefundenen positiven Anstrengungen der Stiele zuzulegen, beziehlich von den gefundenen negativen abzuziehen. Eine gleichmäßig vertheilte Belastung erhält man dadurch nur in dem Falle, wenn die Befestigungspunkte der Fahrbahn an Zahl und Lage mit den Knotenpunkten des unteren Rahmens übereinstimmen und wenn die Gewichte der einzelnen Constructionstheile an den verschiedenen Stellen des Trägers einander gleich sind. Beides ist sehr häufig nicht der Fall, allein ohne einen erheblichen Fehler zu begehen macht man dennoch gewöhnlich die Annahme, daß das Eigengewicht gleichmäßig über den ganzen Träger vertheilt sei. Ist die Fahrbahn am oberen Rahmen befestigt, so nimmt man am einfachsten das ganze Eigenwicht in den Knotenpunkten des oberen Rahmens concentrirt an; man muß dem entsprechend die Formeln etwas modifiziren und dann das Eigenwicht des unteren Rahmens mit Zubehör von den gefundenen positiven Anstrengungen der Stiele abziehen, oder den gefundenen negativen zulegen.

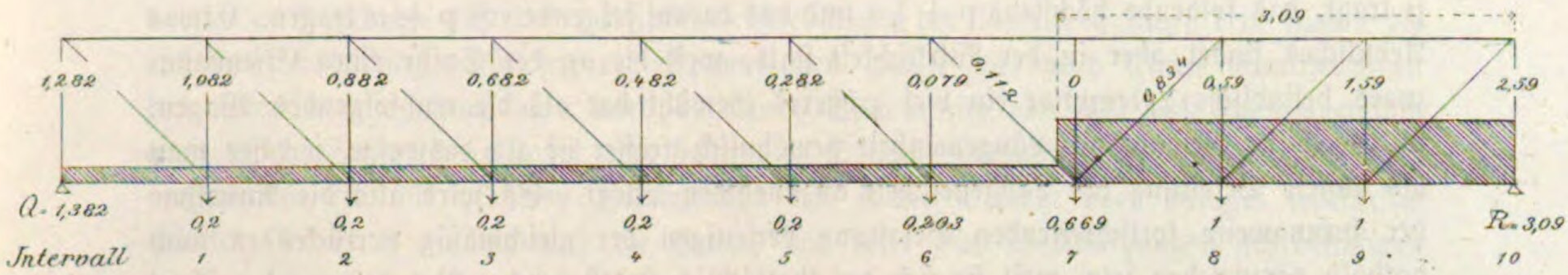
Diese aus der unrichtigen Annahme der Vertheilung des Eigengewichtes entstehende, in jedem Falle vorzunehmende Correctur der Stiele, Streben oder Verticalständer ist gewöhnlich unerheblich, und nur bei großen Brücken und großen Intervallen ist ihre Berücksichtigung von praktischem Einflusse. —

Viel wichtiger als die Annahmen über die Vertheilung des Eigengewichtes sind diejenigen über die äußere Belastung. Diese pflegt man entweder ganz gleichmäßig, oder von Intervall zu Intervall sprungweise vorrückend anzunehmen, und erhält man für diese beiden Annahmen, je nach der Größe der Brücke und nach dem Verhältniß des Eigengewichtes zur äußeren Belastung, für gewisse Constructionstheile ziemlich verschiedene Resultate. —

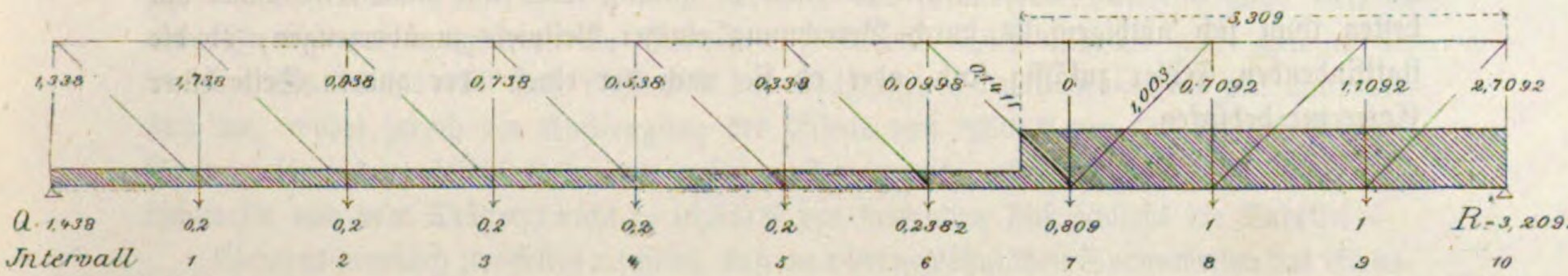
Für einen Träger, welcher durch eine gleichmäßig von einem Auflager aus vorrückende Last belastet wird, tritt — nach Schwebler, Jahrgang I der Preußischen Zeitschrift für Bauwesen — der Zustand der schiefsten Belastung ein, wenn die äußere Last und der Querschnitt mit der Verticalkraft Null sich begegnen, und ist dieser Querschnitt, für die von R nach Q vorrückende Last, vom Auflager R entfernt um:

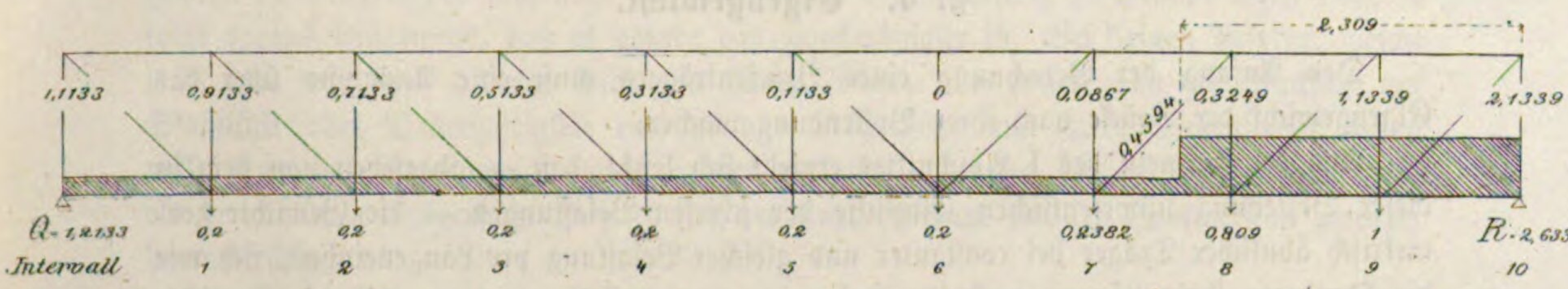
$$x = l\left\{-\frac{p}{\pi} \pm \sqrt{\frac{p}{\pi} + \left(\frac{p}{\pi}\right)^2}\right\}$$

Da für den in I. 2. berechneten rechtwinkligen Träger $l = 10$, $p = 0{,}2$, $\pi = 0{,}8$ war, so findet man für diesen $x = 3{,}09$. Für diese Belastung findet man für jedes Intervall die nachstehend berechneten Verticalkräfte und zugleich die mit denselben übereinstimmenden Werthe für die Stiele, aus denen sich — durch Multiplication mit 1,414 — die Stärken



der Bänder ergeben. Bei dieser Belastung erreichen jedoch die Verticalconstructionen keine Grenzwerthe, sondern Max N_7 und Min N_8 finden für die nachstehend dargestellten Belastungen

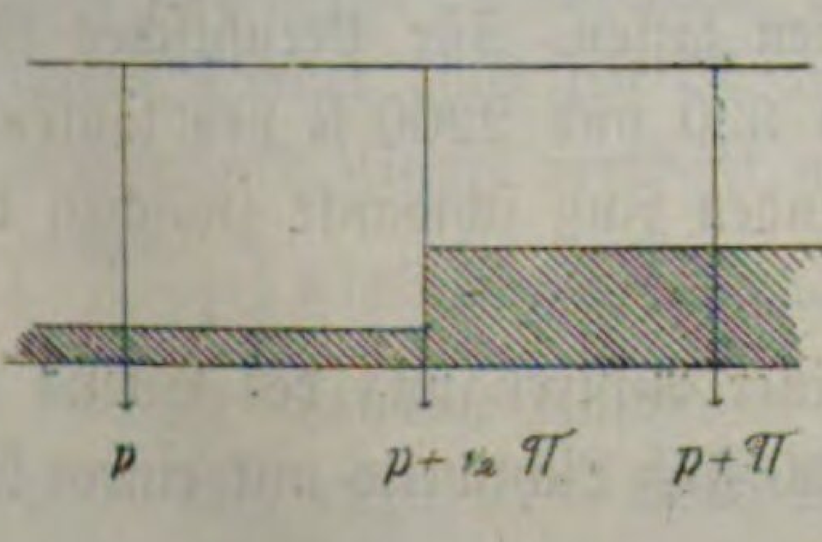




statt, bei denen die äußere Last bis 3,309, beziehentlich bis 2,309 vom Auflager R vorgerückt ist, bei denen also die betreffenden Intervalle für sich betrachtet im Zustande der schiefsten Belastung sich befinden. Berücksichtigt man, daß N_1, das Band im ersten Intervall, seine Grenzwerthe erreichen muß, wenn der Träger entweder vollständig von der äußeren Last bedeckt oder ganz leer ist, so wird man zu dem Schlusse kommen, daß die Last in jedem Intervall bis zu einem andern Punkte vorgerückt sein muß, wenn das in ihm liegende Band einen Grenzwerth erreichen soll. Die Formeln für diese Grenzwerthe müssen also auch viel weitläufiger werden, als sie sich im ersten Abschnitt für die sprungweise vorrückende Last herausgestellt haben, weshalb die Annahme der letzteren von entschiedenem Vortheile für die Einfachheit der Rechnung ist. —

Vergleicht man die für die beiden Belastungsarten gefundenen Grenzwerthe, so hat man:

		Max N_7	Min N_8
für die gleichmäßig	vorrückende	0,1411 P	0,4594 P
für die sprungweise	Last	0,2500 P	0,3700 P.



Die Grenzen liegen also bei der zweiten weiter auseinander. Dies erklärt sich, wie auch unmittelbar einzusehen, dadurch, daß die Unterschiede der Belastung zweier aufeinander folgenden Intervalle bei der sprungweise vorrückenden Last größer sind als bei gleichmäßig vorrückender. Bei der ersten kann ein Intervall mit p

und das folgende mit $p + \pi$ belastet sein; bei der zweiten aber kann, wenn ein Intervall p trägt, das folgende höchstens $p + \frac{1}{2}\pi$ und das darauf folgende erst $p + \pi$ tragen. Etwas Aehnliches findet aber in der Wirklichkeit statt, weil die an der Spitze eines Eisenbahnzuges befindliche Locomotive ein viel größeres Gewicht hat als die nachfolgenden Wagen, und weil ihr Gewicht pro Längeneinheit gewöhnlich größer ist als dasjenige, welches man als äußere Belastung pro Längeneinheit anzunehmen pflegt. Es wird also die Annahme der sprungweise fortschreitenden Belastung derjenigen der gleichmäßig vorrückenden auch deshalb vorzuziehen sein, weil sie sich der thatsächlich stattfindenden Belastung mehr nähert und demnach richtigere Resultate geben muß.

Bei großen Brücken mit großen Intervallen werden die gefundenen Resultate zu ungünstig, bei kleinen Brücken dagegen jedesmal zu günstig sein, und man wird daher am besten thun sich nöthigenfalls durch Berechnung einiger Beispiele zu überzeugen, ob die stattfindenden Fehler zulässig sind, oder ob sie nach der einen oder andern Seite einer Correctur bedürfen.

§. 4. Eigengewicht.

Den Anfang der Berechnung eines Brückenträgers muß eine Annahme über das Eigengewicht der Brücke nach ihrer Vollendung machen.

Aus den Formeln des I. Abschnittes ergiebt sich leicht, daß — abgesehen von dem in dieser Beziehung unwesentlichen Einflusse der schiefen Belastungen — die Gewichte geometrisch ähnlicher Träger bei constanter und gleicher Belastung pro Längeneinheit, sich wie die Quadrate ihrer Längen verhalten, oder — was dasselbe sagt — daß die Gewichte solcher Träger pro Längeneinheit wie die Längen wachsen.

Um jedoch praktisch aus diesem theoretischen Verhältniß der Gewichte verschiedener Trägerlängen zu einander Nutzen ziehen zu können, müßte zunächst den obigen Bedingungen genügt werden, was jedoch selten räthlich sein wird. Man kann allerdings mit dem wachsenden Eigengewicht der Brücke ihre äußere Belastung abnehmen lassen und Beide auf die ganze Länge des Trägers constant setzen, allein um der Bedingung der Aehnlichkeit zu genügen, ist außerdem erforderlich, die Trägerhöhe und Intervallgröße im Verhältniß zur Trägerlänge constant zu machen, und endlich müßte die Anstrengung des Materials pro □" ebenfalls bei verschiedenen Spannweiten unverändert bleiben, was Alles keineswegs empfohlen werden kann. Angenommen aber, man wollte diesen sämmtlichen Bedingungen genügen, so würde man doch nicht wissen, welchen Träger man als Ausgangspunkt für die Gewichtsberechnung irgend eines andern wählen sollte.

Betrachtet man die Zusammenstellungen verschiedener Brückengewichte, welche Schwedler in den Jahrgängen XI—XIII der Preußischen Zeitschrift für Bauwesen gegeben hat, so findet man so große Abweichungen unter ihnen, wie sie sich nach den mannigfaltigen, bei einer Brücke denkbaren Combinationen nur irgend erwarten lassen. Für Preußisches Maß und Gewicht wiegt für ein Gleis die Fahrbahn zwischen 330 und 2200 ℔ pro laufenden Fuß und das Gewicht der Träger in Pfunden pro laufenden Fuß schwankt zwischen dem 5,4 und dem 22,6fachen ihrer Länge in Fußen. —

Schwedler spricht die Vermuthung aus, daß bei einer Anstrengung des Eisens von 10000 ℔ pro □" eingleisige Brücken von 30 bis circa 350 Fuß Lichtweite mit einem Ma-

terialaufwande von (a + 61) ℔ pro laufenden Fuß sich herstellen lassen, wenn a das Gewicht der Fahrbahn und der Horizontalverstrebungen pro laufenden Fuß, l in Fußen die Lichtweite bezeichnet. Für größere Spannweiten wächst aber nach seinen Ermittelungen das Gewicht sehr schnell und wird bei einer Spannweite von 800 Fuß schon unendlich groß. Weil Schwedler dabei aber bestimmte Systeme voraussetzt und seine Erfahrungscoefficienten für die größeren Brücken von den kleineren mehr oder weniger willkürlich ableitet, so ist es immer noch die Frage, wie weit seine Vermuthungen sich bestätigen werden.

Unter einer abweichenden Voraussetzung liefert die auf Seite 44 mitgetheilte Tabelle über die Gewichte Pauli'scher Parabelträger mit den Schwedler'schen Berechnungen fast übereinstimmende Resultate, welche deshalb von besonderem Interesse sind, weil sie ohne Zweifel auf ausgearbeiteten Entwürfen beruhen. Diese Tabelle giebt nämlich für Brücken von 70 bis 450 Fuß Lichtweite das Trägergewicht nahezu = 61 ℔ pro laufenden Fuß an, wobei jedoch die Anstrengung des Eisens von 8099 ℔ pro □″ bei der kleinsten Spannweite bis zu 12300 ℔ bei der größten Spannweite gesteigert wird. Mit 465 Fuß Lichtweite und dem Trägergewicht = (6,31) ℔ pro laufenden Fuß schließt die Tabelle. —

Wenn es demnach zweifellos erscheint, daß man bei gewöhnlichen Spannweiten das Eigengewicht (a + 61) ℔ pro laufenden Fuß und Gleis der Rechnung zu Grunde legen darf, so folgt daraus keineswegs, daß es gerade das zweckmäßigste ist. Bei kleinen Brücken, welche z. B. eine mit Kies bedeckte Fahrbahn haben sollen, oder denen man aus Rücksicht auf Stabilität oder Dauerhaftigkeit eine geringe Trägerhöhe und starke Dimensionen geben will, kann das Eigengewicht leicht größer ausfallen, und bei großen Brücken von mehr als der üblichen Trägerhöhe kann es sich bei einer durchaus stabilen Construction geringer herausstellen.

Uebrigens ist es für die Rechnung nicht von Bedeutung, ob man das Eigengewicht von vorne herein richtig oder falsch angenommen hat. Nach Vollendung des ersten flüchtigen Entwurfes läßt sich das Eigengewicht richtiger beurtheilen und auf Grund desselben ein zweiter Entwurf anfertigen.

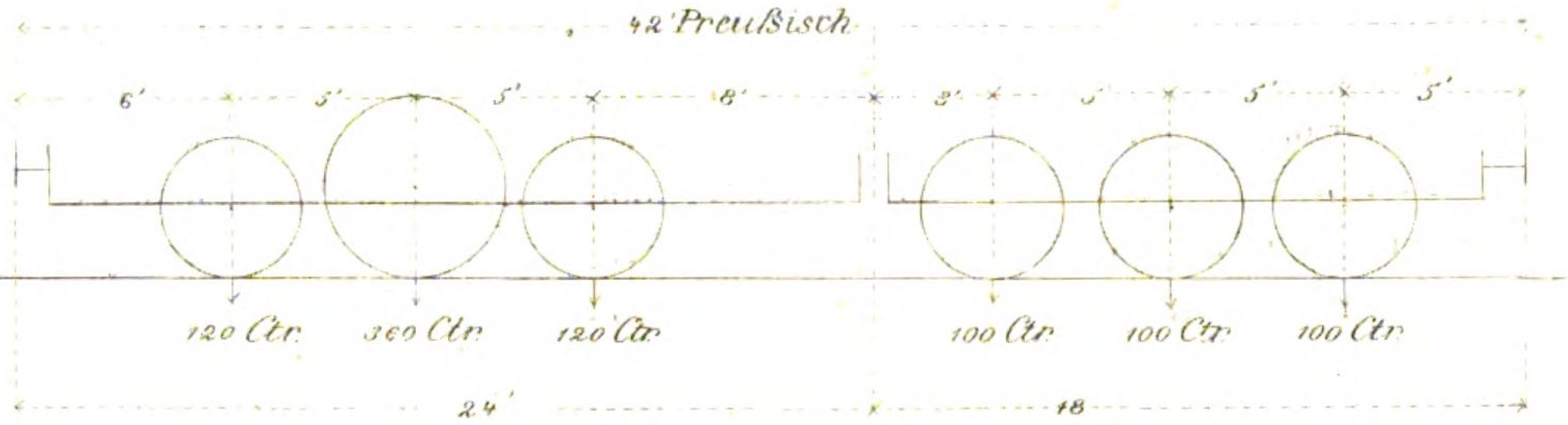
Zur Beurtheilung der Güte einer Brücke ist das Eigengewicht zwar ein wichtiger Faktor, allein bei der Verschiedenheit der maßgebenden Bedingungen sehr schwierig in Betracht zu ziehen, weshalb auf diesen Punkt hier nicht weiter eingegangen werden soll. —

---

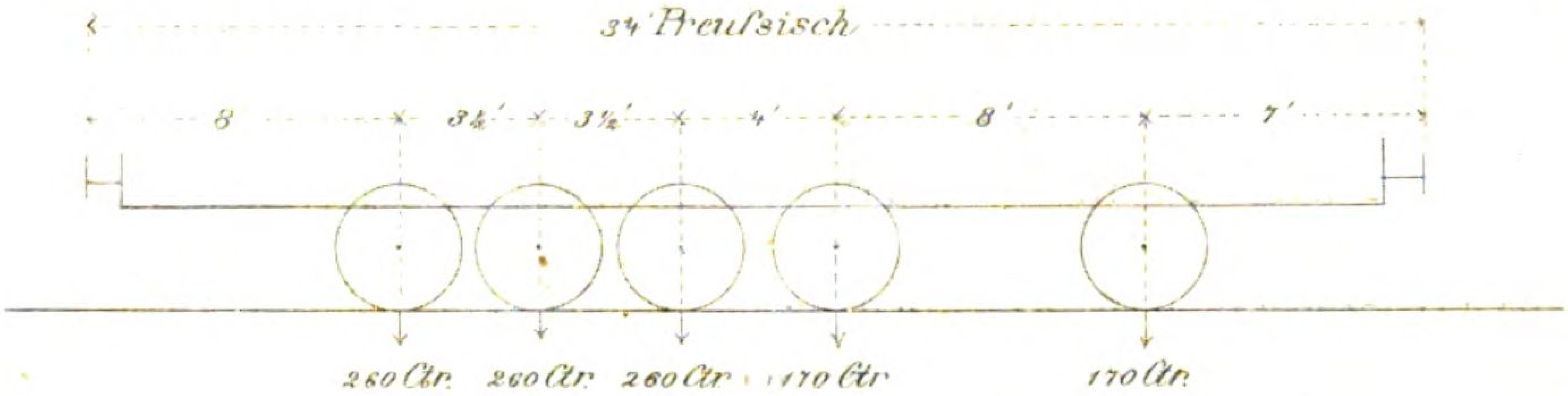
§. 5. Aeußere Belastung.

Die stärkste äußere Belastung, welche eine Eisenbahnbrücke treffen kann, ist die durch eine oder mehre Lokomotiven und pflegt man für diese Belastung die Berechnung vorzunehmen.

Die schwersten Lokomotiven, welche auf Bahnen in der Ebene gebräuchlich sind, haben mit ihrem Tender etwa ein Gesammtgewicht von 900 Zollcentnern, welches sich ungefähr wie nachstehend skizzirt vertheilt und auf die ganze Länge gleichmäßig vertheilt ein Gewicht von $\left(\frac{90000}{42} =\right)$ 2143 ℔ pro laufenden Fuß preuß. ergiebt. — Diese Zahl ändert sich mehr oder weniger mit den Maschinen und in England rechnet man in runder Zahl 1 Ton pro laufenden Fuß engl., d. i. 2092 ℔ pro laufenden Fuß preuß. Auf Gebirgsbahnen werden



schwerere Lokomotiven angewandt, welche wie die Semmering-Lokomotive z. B. bei einem Totalgewicht von 1120 Zollcentnern durchschnittlich pro laufenden Fuß 3294 ℔ wiegt.



Nur für große Brücken mit großen Intervallen ist es jedoch genügend, allein diese Durchschnittszahlen in Betracht zu ziehen, und muß man für kleinere Brücken etwas umständlicher zu Werke gehen. Eine Brücke von 10 Fuß Spannweite muß z. B. für die erste der angedeuteten Lokomotiven in ihrer Mitte die Last von 36000 ℔ tragen können, welche Last für die Brückenmitte dieselbe Horizontalkraft ergiebt wie eine gleichmäßig vertheilte Last von $\left(\frac{2 \cdot 36000}{10} =\right)$ 7200 ℔ pro laufenden Fuß. Für diese Belastung pflegt man eine solche Brücke zu berechnen und da man die Rahmen in dem Falle überall gleich stark macht, ist es für diese auch genügend, aber nicht für die Bestimmung der Verticalconstructionen. Zur Bestimmung derselben ist es nothwendig, das Rad von Intervall zu Intervall vorrücken zu lassen und für jede dieser Stellungen die Berechnung der Verticalkraft vorzunehmen. Bei einiger Uebung wird man sich diese weitläufig scheinende Arbeit bedeutend abkürzen können, da man die Dimensionen bei kleinen Brücken wenig oder gar nicht wechseln zu lassen pflegt und deshalb nur die Wirkung der ungünstigsten Belastungen zu untersuchen nöthig hat. Es sind freilich bei vielen Brücken solche Rechnungen nicht angestellt, allein, wenn sie dennoch stark genug wurden, hatte dies seinen Grund in dem Greifen der „praktischen Stärken," welche gerade in diesen Theilen die theoretisch gefundenen gewöhnlich bedeutend übertrafen. Daß aber diese Vorsicht selbst bei Brücken von 100 Fuß Spannweite und darüber nicht überflüssig ist, wird an einem im folgenden Abschnitte berechneten Beispiele klar werden.

Den Einfluß der Stöße, welchen die Räder der Eisenbahnfahrzeuge auf die Brückenträger ausüben, hat man häufig durch die Annahme einer größeren äußeren Belastung in Rechnung gestellt, allein mir scheint, daß dies zweckmäßiger in anderer Weise geschieht. Die zur Ermittelung der Wirkung dieser Stöße angestellten und bekannt gewordenen Versuche haben keine bestimmten Resultate ergeben, und die betreffenden Annahmen sind deshalb ziemlich willkürlich. Man erreicht genau denselben Zweck, wenn man die Anstrengung des Materials größer oder kleiner annimmt, was auch noch aus anderen Gründen wünschenswerth erscheint. Man kann die Gewichte der Lokomotiven dann in Rechnung stellen, wie sie wirklich sind, und erhält die theoretischen Resultate ungefälscht.

§. 6. Anstrengung des Schmiedeeisens.

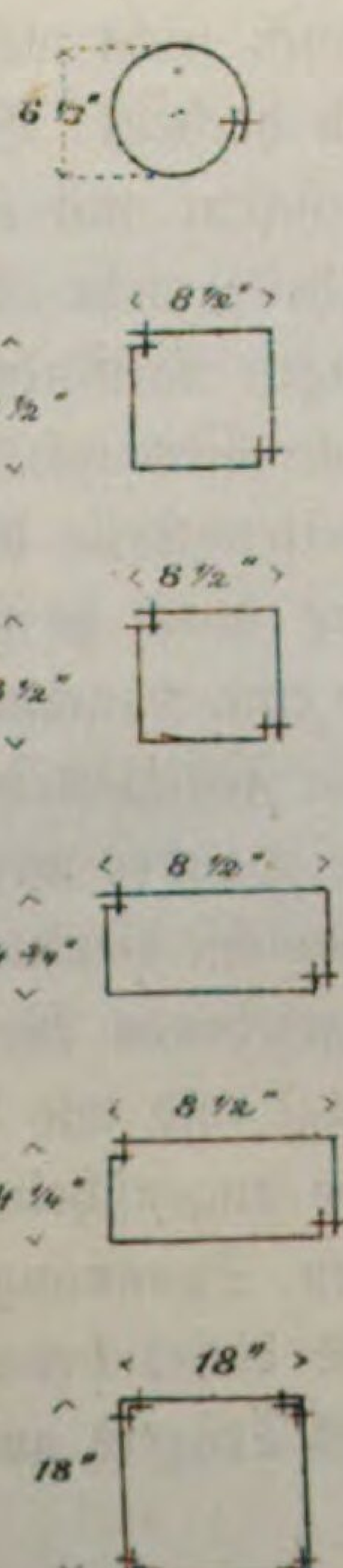
Die Spannung, welche man dem Eisen in Brücken auferlegt, kann entweder so bemessen werden, daß bei einer gleichmäßigen Vermehrung der Belastung die gezogenen und gedrückten Theile gleichzeitig zerstört, oder gleichzeitig bis zur Elastizitätsgrenze angestrengt werden. —

Soll das Erstere geschehen, so fragt sich zunächst, wieviel Zug oder Druck der Quadratzoll Eisen aushalten kann, und finden sich die Materialien zur Beantwortung dieser Frage in dem vortrefflichen Werke von Edwin Clark über die Britannia- und Conway-Röhrenbrücken. Die darin mitgetheilten Versuche bieten meines Wissens noch jetzt die zuverlässigsten Grundlagen für den Entwurf eiserner Brücken, und sind deshalb einige dieser Versuche im folgenden Abschnitte noch näher betrachtet. —

Der Widerstand eiserner Platten gegen Zug beträgt demnach in der Richtung der Fibern — d. h. in der Richtung wie die Platte unter der Walze durchgegangen ist — 39000 bis 45000 Zollpfund pro □″ preuß. (18 bis 21 Tons pro □″ engl.) und quer zu dieser Richtung 36000 ℔ pro □″. Man wird also bei der Verwendung englischen Eisens guter Qualität die absolute Festigkeit der Platten zu 40000 Zollpfund pro □″ preuß. rechnen können. (Siehe III. 3.)

Dünnes Rundeisen, Dräthe und Nieteisen sind stärker und beträgt die absolute Festigkeit des letzten 50000 Zollpfund pro □″ preuß. (23 Tons pro □″ engl.).

Beim Widerstande des Eisens gegen Druck kommt wesentlich dessen Querschnittsform in Betracht. Wenn der Durchmesser weniger als $\frac{1}{25}$ der Länge beträgt, so erfolgt die Zerstörung nicht durch Bruch, sondern durch Biegung, und man wird deshalb in der Regel dahin trachten müssen, das Verhältniß des Durchmessers zur Länge größer als $\frac{1}{25}$ zu machen. Um dies zu können ist man gewöhnlich genöthigt, hohle Querschnitte anzuwenden und bei diesen ist nächst der Form die Wanddicke hauptsächlich von Bedeutung.



Länge	Platten-Stärke	Druck pr. □″
10′	⅝″	34000 ℔
10′	⅝″	25000 ℔
10′	¼″	über 24000 ℔
10′	¼″	26000 ℔
10′	¼″ und ⅛″	29000 ℔
8′	½″	29000 ℔

Nach den vorstehenden Angaben, welche einige der von Clark mitgetheilten Versuche in abgerundeten Zahlen wiedergeben, ist der ringförmige Querschnitt der beste und hielt bei $\frac{1}{19}$ der Höhe zum Durchmesser und $\frac{1}{4}$" Blechstärke, 34000 ℔ pro □", während die viereckigen Querschnitte bei der doppelten und selbst vierfachen Blechstärke und bei günstigeren Breitenverhältnissen nur 25 bis 29000 ℔ pro □" trugen. Der Brunel'sche Modellträger hielt 28000 ℔ pro □" und derjenige zur Britannia-Brücke fast 33000 ℔ — beide im folgenden Abschnitt berechnet — obgleich der letztere aus Platten von nur 0,15" engl. Stärke zusammengenietet war.

Abstrahirt man von dieser letzteren Zahl aus den bei ihrer Entwickelung angegebenen Gründen, so wird man selbst unter günstigen Umständen die rückwirkende Festigkeit des Schmiedeeisens nicht höher als 30000 Zollpfund pro □" preuß. rechnen dürfen, wonach man also die Anstrengung des Eisens im oberen Rahmen zu der im unteren wie 3 : 4 feststellen müßte. Clark findet dieses Verhältniß wie 9 : 11, was namentlich daher rührt, daß er im unteren Rahmen die Nietlöcher nicht abzieht. Dies ist hier jedoch bei den gezogenen Theilen schon deshalb angenommen, weil das Verhältniß der Nietlöcher zum ganzen Querschnitt in jedem Falle anders ausfällt und z. B. bei Kettengliedern gar nicht in Betracht kommt. Es ist übrigens nicht sehr wesentlich, ob die rückwirkende Festigkeit des Schmiedeeisens sich zu seiner absoluten wie 3 : 4 oder wie 9 : 11 verhält; die in dieser Beziehung bleibende Unsicherheit ist unter allen Umständen ziemlich groß und die betreffende Annahme deshalb ebenso willkürlich.

Will man die Spannungen der gedrückten und gezogenen Theile so bemessen, daß Beide bei vermehrter Belastung gleichzeitig die Elastizitätsgrenze erreichen, so kann man dies namentlich durch eine Verschiedenheit des wirklichen Trägers von dem theoretisch richtigen begründen. Theoretisch muß man sich jeden Träger aus einer Anzahl von Dreiecken zusammengesetzt denken, welche nur in den Ecken drehbar mit einander verbunden sind und sich daher unabhängig von einander gemäß den Verkürzungen und Verlängerungen ihrer Seiten verändern können; aus der Summe dieser Veränderungen bestimmt sich bei jeder eintretenden Belastung die Durchbiegung des Trägers, und eine in Folge übermäßiger Belastung bleibende Durchbiegung kann dieses Verhältniß nicht wesentlich ändern. Anders ist es jedoch bei solchen Trägern, die man thatsächlich herstellt: Einzelne ihrer Theile sind wegen der erforderlichen Steifigkeit möglichst unverrückbar mit einander verbunden, wodurch die Unabhängigkeit der Bewegung für andere Theile mehr oder weniger beeinträchtigt wird; wenn alle in Folge vorübergehender Belastungen stattfindenden Längenänderungen sich innerhalb der Elastizitätsgrenze bewegen, so kann hierdurch kein Nachtheil entstehen, wohl aber sowie die Anstrengung einzelner Constructionstheile diese Grenze überschritten hat. Sind z. B. mehre Bänder eines Brückenträgers durch zu starke Belastung dauernd verlängert, so müßte theoretisch betrachtet ebenfalls eine dauernde Senkung des ganzen Trägers stattfinden; dieser wirkt jedoch die transversale Festigkeit des oberen Rahmens entgegen, die Trägerform stellt sich wieder her und die Bänder werden schlaff; bei wiederholter Belastung sind die schlaff gewordenen Bänder zunächst dienstuntüchtig, andere Trägertheile werden statt ihrer und zwar in einer nicht vorgesehenen Weise angegriffen, wodurch auch sie leicht bis über die Elastizitätsgrenze angestrengt und wie die Bänder unbrauchbar werden können. Indem sich dieses Spiel fortsetzt, kann augenscheinlich der Ruin der Brücke in Folge der bis über die Elastizitätsgrenze erfolgten Spannung eines einzigen Theiles derselben herbeigeführt werden. Selbstverständlich wird dieses bei nur gewöhnlicher Sorgfalt nicht leicht geschehen, weil man keinen Theil eines Trägers auch nur im Entferntesten

bis zur Elastizitätsgrenze belastet; dieses Beispiel sollte nur andeuten, daß die Sicherheit einer Brücke gefährdet ist, sowie einzelne ihrer Theile bis über die Elastizitätsgrenze angestrengt werden. Wenn dieses aber der Fall ist, so sollten auch die Stärken aller Constructionstheile eines Brückenträgers nach der Elastizitätsgrenze und nicht nach der Festigkeitsgrenze seines Materials bestimmt werden. —

Nach Clark's Mittheilungen liegt die Elastizitätsgrenze des Schmiedeeisens bei 26000 Zollpfund Druck und bei 32000 Zollpfund Zug pro □″ preuß. (bez. 12 und 15 Tons pro □″ engl.); der Elastizitätsmodul ist für Druck 22 Millionen und für Zug 27 Millionen, wobei Clark jedoch darauf aufmerksam macht, daß die Abweichungen von diesen Zahlen bei verschiedenen Eisensorten ziemlich erheblich zu sein schienen; auch lassen sich diese Zahlen überhaupt nicht genau bestimmen, weil die Längenänderungen im Verhältniß zur Belastung niemals ganz constant sind und ebensowenig die Elastizität bei geringen Belastungen vollkommen ist. Gewöhnlich macht man für Schmiedeeisen die Annahme, daß es sich bei gleicher Belastung im Druck um ebensoviel verkürzt wie im Zuge verlängert; entsprechend wird der Elastizitätsmodul für beide Festigkeiten gleich und zu 26 oder 27 Millionen gesetzt; abgesehen von besonderen Ermittelungen, wie man sie bei größeren Brückenbauten mit den zur Verwendung bestimmten Eisensorten anzustellen pflegt, scheint es jedoch richtiger die obigen Zahlen beizubehalten.

Man findet demnach, daß die Belastung der gedrückten Theile sich zu derjenigen der gezogenen verhalten muß:

wie 3 : 4 wenn sie gleichzeitig den Bruch herbeiführen soll

wie 4 : 5 wenn die Elastizitätsgrenze gleichzeitig erreicht werden soll

wie 22 : 27 wenn die Ausdehnungen den Verkürzungen gleich sein sollen.

Da nun sämmtliche Zahlen, aus denen diese Verhältnisse abgeleitet sind, sich der Natur der Sache nach nicht scharf bestimmen lassen, so wird man das Verhältniß von 4 : 5 als Mittelwerth festhalten dürfen.

Es bleibt jetzt noch zu ermitteln, mit wieviel der Quadratzoll Eisen, ohne die Sicherheit zu gefährden, angestrengt werden darf.

Die Anstrengungen der Rahmen der vorhandenen Brücken schwanken im Druck etwa zwischen 6 und 12000 ℔ pro □″, im Zug zwischen 7 und 16000 ℔, bei einer äußeren Belastung der Brücke von etwa 2000 ℔ pro laufenden Fuß Gleis. Als zulässig wird in Europa ziemlich übereinstimmend eine Belastung von 8500 bis 10000 Zollpfund pro □″ preuß. (in England 4 bis 5 Tons pro □″ engl., in Frankreich 6 bis 800 Kil. pro □Cm.) angegeben, und die größeren Belastungen sind häufig eine Folge abweichender Berechnung und unvorhergesehener Constructionsschwierigkeiten. Von besonderem Interesse ist auch in dieser Beziehung die schon erwähnte, von Klett & Co. in Nürnberg veröffentlichte*) Tabelle, welche nachstehend, auf preuß. Maaß und Gewicht reducirt, eingerückt ist. Nach den der Tabelle beigegebenen Erläuterungen soll die mit der Spannweite wachsende Maximalspannung so bemessen sein, daß überall das Dreifache der für diese Spannweite angegebenen äußeren Belastung sie auf die bei 21900 Zollpfund pro □″ preuß. (1600 Kil. pro □Cm.) angenommene Elastizitätsgrenze bringt. Wenn also z. B. bei der Lichtweite von 30 Fuß die äußere Belastung auf 3 · 3014 ℔ pro laufenden Fuß erhöht würde, so betrüge die Maximalspannung 21900 ℔ pro □″. —

*) Zollvereins-Catalog der Londoner Ausstellung von 1862, Seite XIII.

Eisenbahnbrücken nach Pauli's System für einfaches Gleis, unter Zugrundelegung der Materialpreise der rheinischen Eisenwerke							
Lichtweite Fuß	Stützweite Fuß	Permanente Belastung pro Fuß	Variable Belastung pro Fuß	Maximal-spannung pro □"	Kosten pro Oeffnung Preuß. Cour.	Trägergew. incl. Verstrebg. = ℔	Trägergew. incl. Verstrebg. = ℔
30	32	546 ℔	3014 ℔	8099 ℔	1080 Thlr.	232	7,21
61	64	710 ℔	2531 ℔	8550 ℔	3200 Thlr.	396	6,21
92	96	873 ℔	2311 ℔	8947 ℔	6200 Thlr.	559	5,81
123	127	1030 ℔	2217 ℔	9234 ℔	9600 Thlr.	716	5,61
154	159	1181 ℔	2135 ℔	9439 ℔	15600 Thlr.	867	5,51
186	191	1382 ℔	2060 ℔	9850 ℔	22470 Thlr.	1068	5,61
216	223	1557 ℔	1997 ℔	10192 ℔	30130 Thlr.	1243	5,61
247	255	1714 ℔	1941 ℔	10561 ℔	38400 Thlr.	1400	5,51
279	287	1871 ℔	1884 ℔	10903 ℔	47730 Thlr.	1557	5,41
310	319	2047 ℔	1840 ℔	11218 ℔	58600 Thlr.	1733	5,41
341	350	2211 ℔	1809 ℔	11519 ℔	71030 Thlr.	1897	5,41
402	414	2757 ℔	1765 ℔	12312 ℔	102330 Thlr.	2443	5,91
465	478	3303 ℔	1740 ℔	12832 ℔	148000 Thlr.	2989	6,31

Eine derartige Steigerung ist gewiß in der Natur der Sache begründet und steht ganz im Einklange mit der gewöhnlichen Annahme, die Belastung pro □" bei ruhenden Lasten größer als bei bewegten Lasten zu machen. Weil es aber auf das Verhältniß der ruhenden Last zur bewegten, auf das Verhältniß des Eigengewichtes der Brücke zu ihrer äußeren Belastung ankommt, so müßte eine allgemein gültige Feststellung der zulässigen Spannungen pro □" auf diesem Verhältniß basirt sein.

Bestimmte Vorschläge in dieser Beziehung zu machen, scheint aber noch nicht an der Zeit zu sein. Gut construirte und innerhalb der obigen Grenzen belastete Brücken sind bis jetzt meines Wissens noch nicht eingestürzt oder dienstuntüchtig geworden, und es müssen noch Jahrzehnde und vielleicht Jahrhunderte vergehen bis das Verhältniß der Dauer einer Brücke zur Anstrengung ihres Materials sich herausgestellt hat. Bis dahin muß es gerathen erscheinen sich innerhalb der obigen Grenzen zu bewegen, man müßte denn Stahl — dessen absolute Festigkeit 70 bis 100000 ℔ pro □" beträgt — verwenden oder nach amerikanischer Sitte den Einsturz der Brücke risquiren wollen. —

Bezüglich der obigen Tabelle bemerke ich noch, daß die „Permanente Belastung" wahrscheinlich nur das Eisengewicht darstellen soll; um daraus das Trägergewicht einschließlich ihrer gegenseitigen Verspannungen zu erhalten, muß man nach Maßgabe desjenigen der Hesselloher Isar-Brücke 314 ℔ pro laufenden Fuß abziehen. Dann ergiebt sich das der Tabelle beigefügte „Trägergewicht incl. Verstrebungen" und durch Division dieses mit der „Stützweite," welche gleich 1 gesetzt ist, das in §. 4 schon erwähnte Verhältniß der beiden zu einander.

§. 7. Construction der Fahrbahn.

Die Construction der Fahrbahn steht im engsten Zusammenhange mit derjenigen der Brückenträger und sollen hier nur die dieselbe allein betreffenden Punkte berührt werden.

Am leichtesten kann man die Fahrbahn herstellen, wenn sie unmittelbar auf dem geraden oberen Rahmen der Brückenträger ruht. Dies ist sehr häufig bei kleinen Spannweiten der Fall, und man pflegt dann ohne Weiteres die Querschwellen, welche zur Aufnahme des Bohlenbelages etwas länger als gewöhnlich angenommen werden, auf den Brückenträgern zu befestigen. Der bequemeren Construction wegen legt man dann die Brückenträger von einander etwas weiter entfernt als die Schienen eines Gleises, damit die überstehenden Enden der Querschwellen stark genug für die Unterstützung des Bohlenbelages in der ganzen Planumsbreite bleiben. Diese Einrichtung ist für ein- oder mehrgleisige Brücken ziemlich unverändert dieselbe und ist auch mehrfach bei Brücken von größerer Spannweite angewandt.

Liegt bei gekrümmten oberen Rahmen der Brückenträger die Fahrbahn oberhalb derselben, so muß man zur Aufnahme der Querschwellen über jedem Brückenträger noch einen Fahrbahnlängsträger anbringen, welcher dann als Theil der Fahrbahn betrachtet werden muß und ihr Gewicht erheblich vermehrt. —

Liegt die Fahrbahn zwischen den Brückenträgern, so müssen diese um die ganze erforderliche Brückenbreite von einander entfernt sein, wodurch die Construction der Fahrbahn natürlich bedeutend erschwert wird. Die hölzernen Querschwellen sind dann zu schwach um die Lokomotive oder den betreffenden Theil derselben in ihrer Mitte tragen zu können und an ihrer Stelle müssen eiserne Querträger angewandt werden. Diese Querträger legt man dann entweder so nahe, daß eine darüber gestreckte hölzerne Langschwelle unter jeder Schiene das Rad von einem zum andern genügend unterstützen kann, oder man legt sie weiter von einander und bringt dann unter jeder Schiene einen eisernen Schwellenträger an, welcher entweder zur Unterstützung der hölzernen Langschwellen dient, oder auch die gewöhnlichen hölzernen Querschwellen trägt.

Befindet sich die Fahrbahn unter dem gekrümmten unteren Rahmen der Brückenträger, so sind zur Unterstützung der Querträger wieder besondere Fahrbahnlängsträger nöthig, und dieser Fall ist deshalb der ungünstigste von Allen.

Im Allgemeinen wird man also dahin trachten, den billigsten dieser drei Fälle in Anwendung zu bringen, d. h. die Fahrbahn auf den geraden oberen Rahmen der Brückenträger zu legen; da jedoch gewöhnlich diese Wahl nicht freisteht, sondern durch Lokalverhältnisse bedingt wird, so handelt es sich hauptsächlich darum, welche Construction die zweckmäßigste ist, wenn die Fahrbahn zwischen den Brückenträgern liegt.

Betrachtet man die erste der in §. 5 skizzirten Lokomotiven, so ist es klar, daß man jeden Querträger mindestens so stark machen muß, daß er — außer dem betreffenden Theil des Eigengewichtes der Fahrbahn — die auf den Treibrädern ruhende Last von 360 Ctr. tragen kann. Diese Last bleibt bis zu einer Querträgerentfernung von 5 Fuß ungeändert; bei größerer Entfernung wächst sie langsam und beträgt bei 30 Fuß — wenn man zwei hinter einander befindliche Lokomotiven in Betracht zieht — erst 740 Ctr., bei 32 Fuß 769 Ctr. u. s. w. Die Querträger werden also wenigstens bis zu dieser Entfernung im Verhältniß zur Längeneinheit der Brücke um so leichter, je weitläuftiger man sie legt, die Rücksicht auf die Schwellenträger dagegen beschränkt diese Entfernung mehr oder weniger. Mit hölzernen Langschwellen kann man die Querträger wohl höchstens 6 Fuß aus einander

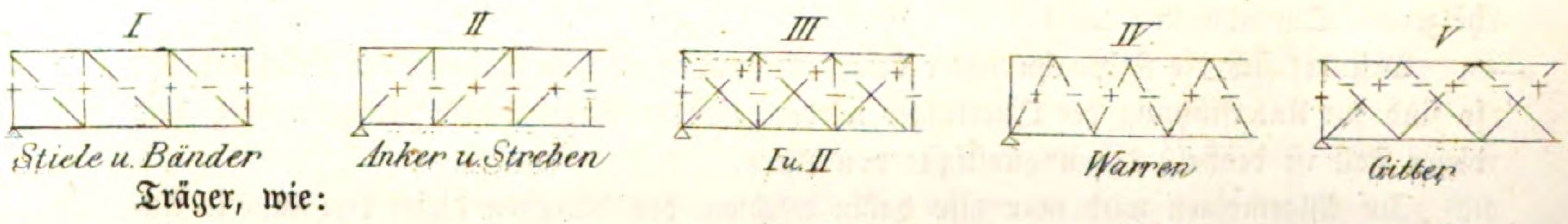
legen und es ist deshalb ohne weitere Beweise klar, daß es zweckmäßig ist, überhaupt eiserne Schwellenträger anzuwenden. Schwebler berechnet für eine eingleisige Brücke unter gewissen Annahmen über das Eigengewicht der Querträger u. s. w., daß die Summe der Quer- und Schwellenträgergewichte bei einer Entfernung der ersteren von 9 Fuß ein Minimum wird, welches Maaß sich je nach den gemachten Annahmen modifiziren und überhaupt nicht ganz genau feststellen lassen wird.

Für zweigleisige Fahrbahnen wird der Gang der Betrachtung unverändert derselbe sein und man darf im Allgemeinen annehmen, daß das Gewicht der Fahrbahn sich nicht erheblich ändert, die Querträgerentfernungen mögen 5 oder 20 Fuß betragen. Es genügt dies hier annähernd festgestellt zu haben, da sich weiter unten herausstellen wird, daß gewöhnlich andere Rücksichten für die Bestimmung dieser Entfernungen maßgebend sein werden.

Eine von den betrachteten abweichende Construction der Fahrbahn ist mehrfach von Brunel angewandt. Er legte nämlich die Langschwellen in ein vollständiges Kiesbett und benutzte gleichzeitig den unter demselben befindlichen Bohlenbelag und die Querträger als Horizontalverband der Fahrbahn, indem er beide schräg zur Brückenaxe und sich kreuzend befestigte. Daß hierdurch in ausgezeichneter Weise sowohl die Festigkeit der Fahrbahn wie die Stabilität der Brücke erhöht wird, leuchtet ein, indeß sind verschiedene Umstände dabei von Einfluß und wird später darauf zurückgekommen werden. —

§. 8. System der Verticalconstructionen.

Die theoretischen Gewichte der fünf in §. 2 betrachteten Systeme der Verticalconstructionen verhielten sich bei gleicher Belastung, gleicher Intervallgröße für denselben



Träger, wie:

75 : 75 : 59 : 63 : 55

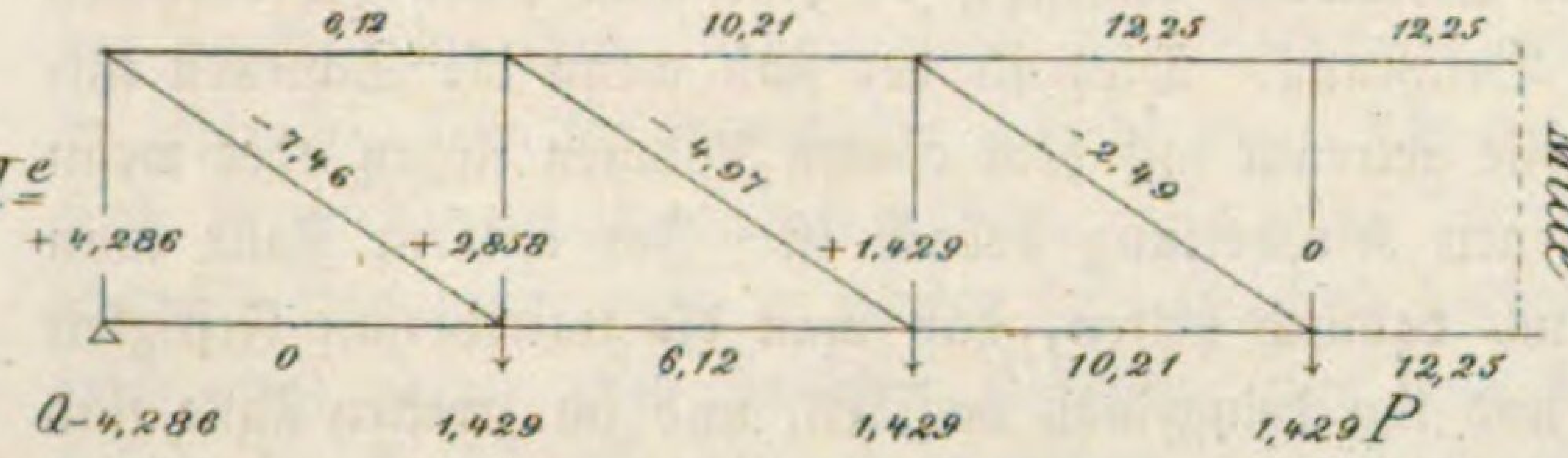
während die Rahmen bei allen dieselbe theoretische Gewichtsverhältnißzahl = 165 hatten. —

Bei allen diesen Systemen wird der theoretisch für die gedrückten Theile erforderliche Querschnitt selten, und in der Mitte der Träger nie genügen, um ihnen die erforderliche Steifigkeit zu verleihen. Es ist deshalb gewöhnlich praktisch nothwendig ihren Querschnitt zu vergrößern und dies wird in um so höherem Grade der Fall sein müssen, je länger die zu versteifenden Theile sind. Bei den Systemen I, IV und V, welche hier hauptsächlich in Betracht kommen, verhalten sich die Längen der gedrückten Theile = 1 : 1,12 : 1,414, weshalb das theoretisch schwerste System I sich in dieser Beziehung am günstigsten stellt.

Die schiefen Belastungen erfordern für das System I auf eine gewisse Länge des Trägers in seiner Mitte auch in entgegengesetzter Richtung Bänder. Bei den Systemen IV und V dagegen lassen die schiefen Belastungen einen Theil der gezogenen Theile in gedrückte übergehen, weshalb diese Systeme gerade in der Mitte, wo theoretisch die kleinsten Querschnitte liegen, lauter gegen Druck widerstandsfähige Streben erfordern.

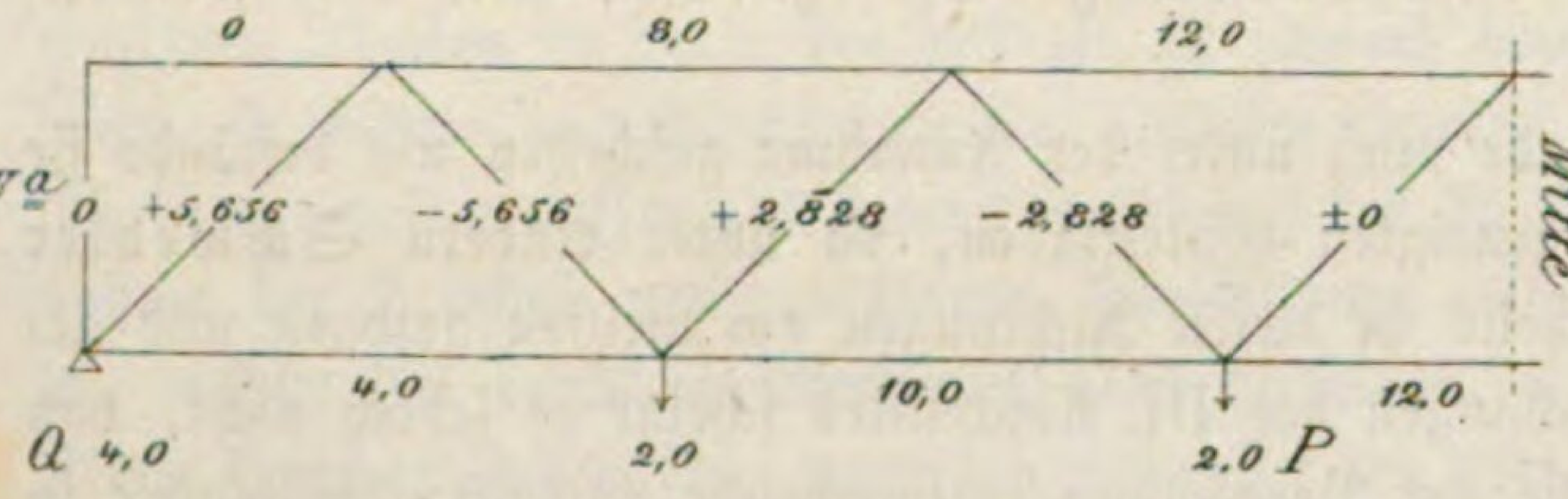
Bei den Systemen IV und V müssen deshalb nicht allein längere, sondern auch eine größere Anzahl von Constructionstheilen zur Erzielung der nöthigen Steifigkeit ein zusätzliches Gewicht erhalten, weshalb bei der angenommenen Intervallgröße das System I in den meisten Fällen vor ihnen den Vorzug verdienen wird.

Die theoretischen Gewichtsverhältnißzahlen dieser drei Systeme verändern sich etwas, wenn man für jedes die vortheilhafteste Intervallgröße wählt. Dieselben haben dann für denselben Träger nach §. 2 folgende Verhältnisse und Stärken:



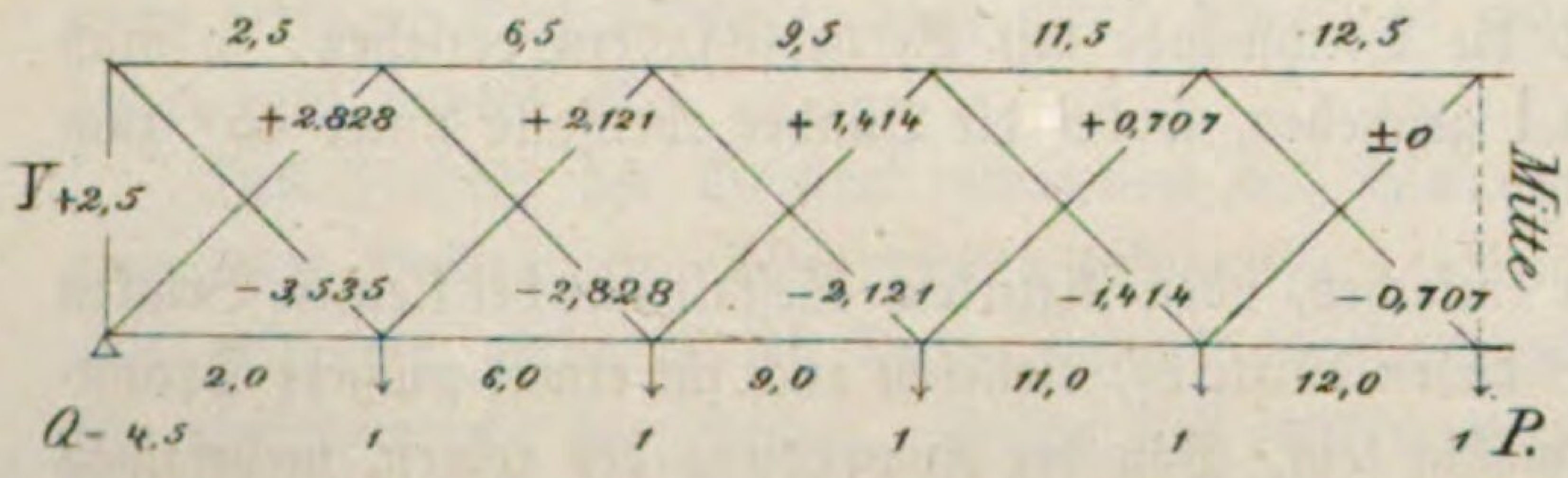
Oberer Rahmen 99,18
Unterer d° 64,18
Stiele 17,15 } 69,10
Bänder 51,95 }

Zus. ... 232,46



Oberer Rahmen 80,0
Unterer d° 80,0
Streben ... 24,0 } 48,0
Bänder ... 24,0 }

Zus. ... 208,0



Oberer Rahmen 85,0
Unterer d° 80,0
Stiele & Streben 25,0 } 55,0
Bänder .... 30,0 }

Zus. ... 220,0

wobei die Totallast jedes Intervalles im Verhältniß zur Länge constant angenommen ist. — Es ergiebt sich, daß für diesen Fall der Warrenträger, System IV^a, außerordentlich im Vortheil ist. Seine Gewichtsverhältnißzahl ist nicht allein die niedrigste, sondern die theoretischen Stärken der gedrückten Theile seiner Verticalconstructionen sind auch die größten und ihre Anzahl ist bei weitem die kleinste. Da aber die Intervallgrößen der drei Systeme sich verhalten wie 1,429 : 2 : 1, so wird es in einem speciellen Falle davon abhängen, welche Intervallgröße die zweckmäßigste ist und danach wird sich mehr oder weniger die Wahl des Systems richten müssen. Außerdem sind noch verschiedene andere Umstände auf diese Wahl von Einfluß, weshalb sich nur im Allgemeinen angeben läßt, wann das eine und wann das andere System den Vorzug verdient. —

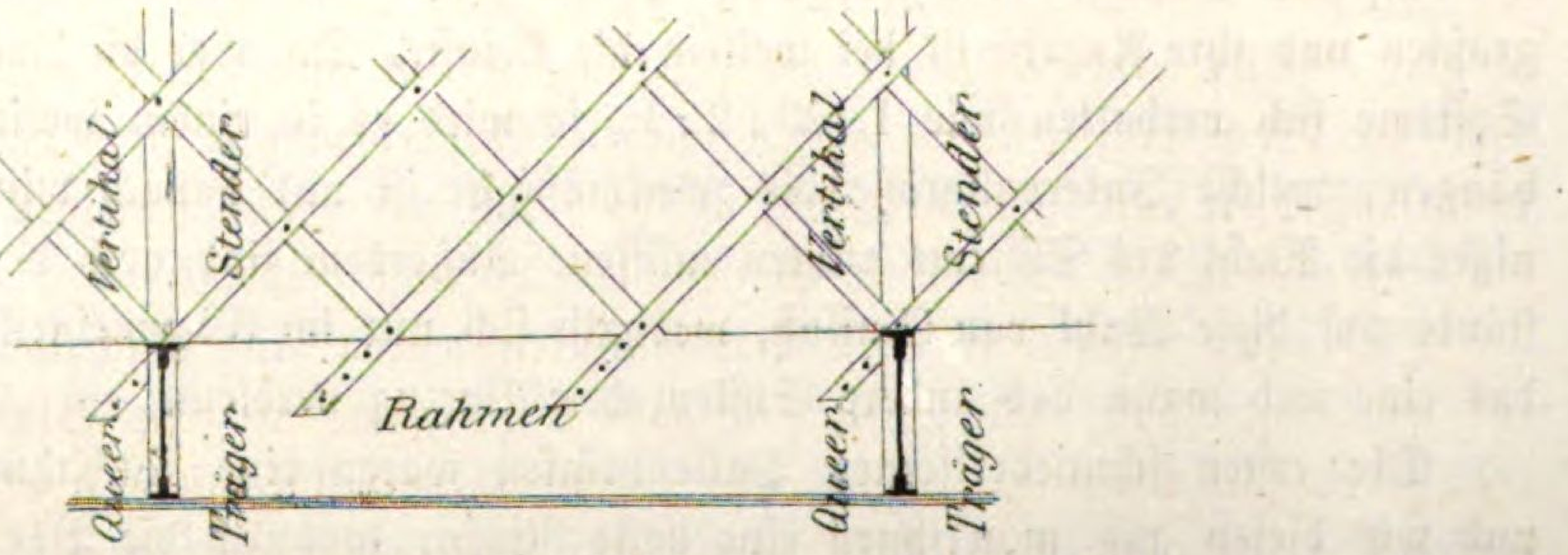
Die ersten schmiedeeisernen Balkenbrücken waren eine Nachahmung der gußeisernen und wie diesen gab man ihnen eine volle Rippe, wodurch die **Blechwände** entstanden. Man fuhr fort dieselben anzuwenden, nachdem man sich schon überzeugt hatte, daß zur Versteifung der dünnen Blechwände einzelne Pfeiler von größerem Querschnitt, sogenannte Verticalständer, nothwendig seien, was sich theilweise durch die Unkenntniß der in den Blechwänden wirksamen Kräfte, theilweise durch das dem Menschen wie allen andern Körpern eigenthümliche Beharrungsvermögen erklärt. Im Allgemeinen werden die Blechbrücken, mit oder ohne Verticalständer, immer sehr schwer sein, was sich bei größeren Brücken dadurch erklärt, daß man das Blech mindestens in der Mitte der Träger aus Rücksichten der Dauerhaftigkeit viel dicker wählen muß als es theoretisch nöthig wäre. Bei kleineren

Brücken ist der Einfluß der partiellen Belastungen, namentlich bei einer Belastung durch Lokomotiven, verhältnißmäßig viel bedeutender als bei größeren, und man wird bei ihnen die Verticalconstructionen in jedem Falle im Verhältniß zum Rahmenquerschnitt sehr stark machen müssen. In solchem Falle ist eine Blechwand am Platze, weil ihre Angriffspunkte über die schwachen Rahmen gehörig vertheilt sind und weil ihre Steifigkeit bei der geringen Trägerhöhe vollkommen ausreicht. Für Brücken bis zu 20 oder 30 Fuß Länge werden deshalb auch jetzt noch Blechträger sehr häufig und gewiß zweckmäßig angewandt.

Ein anderer Umstand, der eine Blechwand erheischt, ist eine über einen der Rahmen vollkommen gleichmäßig vertheilte Belastung. Dies ist der Fall wenn die Schienen unmittelbar oder durch eine Langschwelle getrennt auf dem oberen Rahmen liegen oder wenn die Fahrbahn mit einer vollkommenen Kiesbettung bedeckt ist. Im ersteren Falle kann man sich bei größeren Brücken auch dadurch helfen, daß man die transversale Festigkeit des Rahmens in Anspruch nimmt und ihn demgemäß verstärkt, und im zweiten Falle sind von Brunel, dem Einzigen, der diese Anordnung bisher getroffen hat, auch jedesmal Blechträger angewandt.

Die Berechnung der Blechwände muß unter der Annahme geschehen als bestände sie aus unter 45° zur Horizontalen geneigten Gitterstäben, da unter Andern Schwedler nachgewiesen hat, daß die Blechtheile in diesen Richtungen am meisten gezogen und gedrückt werden. Nach den Untersuchungen des III. Abschnittes scheint es jedoch nicht, daß man auch nur im Entferntesten eine der Berechnung entsprechende Widerstandsfähigkeit in Wirklichkeit erwarten darf. Sind die Blechwände mit Verticalständern versehen, so muß die Berechnung nach dem System I geschehen, wobei die Bänder ebenfalls unter 45° zum Horizont geneigt anzunehmen sind.

Das Gittersystem ist in der einfachen, oben skizzirten, Gestalt nur bei kleinen Brücken zur Anwendung gekommen und bei diesen dürfte es, vielleicht auch für etwas größere Spannweiten als die Blechwände, zweckmäßig sein. Von der Anwendung des reinen, mehrfachen Gittersystems ist mir für größere Spannweiten nur die Boyne-Brücke bekannt und unterscheidet sich diese in mehren Beziehungen sehr vortheilhaft von den zahlreichen übrigen Gitterbrücken. Diese haben sämmtlich etwa den nachstehenden Querschnitt und widerspre-



chen somit den gerechten Anforderungen der Theorie in jeder Beziehung. Zunächst betragen die Querträgerentfernungen gewöhnlich das zwei- bis dreifache der Maschenweite, weshalb die an den Querträgern liegenden Stäbe das Gewicht der Fahrbahn und die äußere Last allein aufnehmen müssen und die übrigen nur durch die transversale Belastung und entsprechende Durchbiegung des betreffenden Rahmens zur Mitwirkung heranziehen können, wodurch eine von der Berechnung mehr oder minder abweichende Anspannung der verschiedenen Constructionsglieder erfolgen muß. Zweitens verhindert der ungünstige Querschnitt der gedrückten Stäbe eine entsprechende Belastung derselben, weshalb Culman

schon vor eilf Jahren sagte*): „Diese Eisenstreifen den rückwirkenden Kräften entgegensetzen, heißt ein Seil zum Tischbein machen wollen.“ Bei der großen Länge, welche diese, der Theorie gemäß unter dem vortheilhaftesten Winkel von 45° geneigten, Stäbe haben müssen, halten sie in der That Nichts, und zu ihrer Unterstützung führte man die gewöhnlich bei jedem Querträger sich wiederholenden Verticalständer ein. Trotzdem darf man aber nach Lohse's Versuchen**) einen Gitterstab, in dem Verhältniß wie er in einer größeren Brücke vorkommt, nur etwa mit der Hälfte dessen belasten, was er bei zweckmäßiger Querschnittsform tragen könnte, wodurch allein — abgesehen von dem Gewicht der Verticalständer — der Vortheil des Gittersystems gegen das System I verloren geht. Zieht man endlich noch in Betracht, daß die Gitterstäbe sowohl unter sich wie mit den Verticalständern vernietet sind, so wird man zugestehen müssen, daß an eine zutreffende Berechnung dieser verwickelten Combination nicht mehr zu denken ist. Es sind deshalb für größere Gitterbrücken, d. h. solche mit obigen oder ähnlichen Wänden, nur zwei Fälle möglich: entweder die Wände haben im Verhältniß zum theoretischen ein zu großes Gewicht, oder sie werden sich in einzelnen Theilen im Laufe der Zeit als zu schwach herausstellen. Die oft berührte Streitfrage, ob Gitter- oder Blechwände bei gleichem Gewicht vorzuziehen seien, wird sich schwerlich je entscheiden lassen; es kommt dabei auf die Vertheilung des Materials, auf die Annahme der kleinsten noch zulässigen Dimensionen und auf eine Menge anderer Umstände an, welche sich durch die Rechnung nicht verfolgen lassen oder überhaupt willkürlich sind. Einen Vorwurf indeß kann man vorzugsweise den Gitterwänden machen: daß bei Anwendung kräftiger Verticalständer diese allein den Druck aufnehmen, die Hälfte der Gitterstäbe somit ganz nutzlos ist.

Das System der Verticalconstruction des Warrenträgers ist viel seltener als die genannten Beiden zur Anwendnung gekommen, obgleich es gewiß dann häufig das vortheilhafteste ist, wenn es sich darum handelt möglichst große Intervalle mit dem geringsten Materialaufwande herzustellen. Dieser Fall tritt namentlich bei Brücken bis zu 100 oder 150 Fuß Spannweite ein, wenn ihre Trägerform eine rechtwinklige ist. Für Parabelträger ist es vorzugsweise bei kleineren als den eben angegebenen Spannweiten zweckmäßig und gewiß dem bei ihnen üblichen Systeme häufig vorzuziehen. In eigenthümlicher Weise hat sich der Erbauer der Trent-Brücke bei Newark***) desselben bedient: Bei einer Entfernung der Rahmenschwerpunkte von 16 Fuß gab er den Intervallen eine Größe von 18 Fuß, und um für den die Fahrbahn tragenden untern Rahmen in der Mitte jedes Intervalles noch einen Stützpunkt zu gewinnen, hing er ihn mittelst dünner senkrechter Rundeisen an den Knotenpunkten des oberen Rahmens auf. Theoretisch ist diese Construction vollkommen zulässig, wenn auch gegen die Art der Benutzung derselben in diesem Falle Einwände erhoben werden können.

Das System I, mit Stielen und Bändern, ist in der einfachen Form, abgesehen von den mit Verticalständern versehenen Blechwänden, meines Wissens nie zur Anwendung gekommen. Sehr häufig und vielleicht immer dagegen bei den Parabelträgern, bei denen es wegen der durchweg erforderlichen Kreuzbänder das Ansehen des Systems III erhält, obgleich bei diesen ebensowohl wie sonst das Gittersystem oder ein anderes hätte angewandt werden können. Diese auffallende Thatsache ist bereits Eingangs erwähnt; einen Grund dafür wüßte ich eben so wenig wie für die jahrelange Vernachlässigung des Pa-

*) Förster's Bauzeitung, Jahrgang 1852, Seite 194.

**) Jahrgang 1857 der Preußischen Zeitschrift für Bauwesen, Seite 573.

***) Jahrgang VII der Preußischen Zeitschrift für Bauwesen, Blatt 29.

rabelträgers anzugeben. Bei größeren Brücken ist es gewöhnlich wünschenswerth, für möglichst kleine Intervallgrößen das zweckmäßigste System der Verticalconstructionen zu wählen und weil in solchem Falle das System I vor den Andern meistentheils den Vorzug verdienen wird, ist es im Folgenden ausschließlich speciell berücksichtigt. —

Das System II endlich ist wegen seiner langen Streben in Eisen wohl nie ausgeführt. Dagegen liegt es den bekannten Howe'schen hölzernen Brücken zu Grunde, indem die dabei angebrachten sogenannten Gegenstreben nur dazu dienen können, den gedrückten Streben in ihrer Mitte noch einen Stützpunkt zu geben. Für hölzerne Brücken, bei denen es immer auf Billigkeit abgesehen ist, wird dieses System das zweckmäßigste sein, weil der Eisenverbrauch dabei möglichst gering wird.

---

§. 9. Intervallgröße.

Die theoretisch vortheilhafteste Intervallgröße findet man für einen bestimmten Träger sehr einfach, indem man aus den für verschiedene Intervallgrößen berechneten Gewichtsverhältnißzahlen die kleinste wählt. Nachstehend ist diese Rechnung für den abgestumpften Parabelträger, den Parabelträger und den rechtwinkligen Träger für je fünf Intervallgrößen mit Berücksichtigung der schiefen Belastungen vorgenommen. Die Länge dieser Träger ist gleich 10, ihre Höhe in der Mitte = 1 und das Verhältniß ihres Eigengewichtes pro Längeneinheit zu dem ihrer äußeren Belastung pro Längeneinheit wie $p : \pi = 1 : 4$ angenommen; Eigengewicht wie äußere Belastung wirken in den Intervallpunkten des unteren Rahmens und die äußere Last rückt von einem oder dem andern Auflager sprungweise von Intervall zu Intervall auf den Träger. Nach den Formeln I. §. 5. 6 und 7. finden sich dann die Grenzwerthe der einzelnen Constructionstheile und durch Multiplication dieser mit ihren Längen ihre Gewichtsverhältnißzahlen, deren Addition diejenige des ganzen Trägers ergiebt.

Beiläufig bemerkt, beträgt die Vergrößerung der Gewichtsverhältnißzahlen durch den Einfluß der schiefen Belastungen bei den verschiedenen Intervallgrößen: für den rechtwinkligen Träger durchschnittlich und nahe übereinstimmend 13 Einheiten oder $5\frac{1}{2}$ Proc., für den Parabelträger fast 30 Einheiten oder fast 12 Proc. und für den abgestumpften Parabelträger einen zwischen beiden liegenden Werth.

Eine Vergleichung der Gewichtsverhältnißzahlen der verschiedenen Träger zeigt, daß man in der Wahl der Intervallgröße nicht sehr beschränkt ist. Mag man die ganze Länge des Trägers in vier oder in zehn Intervalle theilen, so erhält man stets nahezu dasselbe theoretische Totalgewicht. Beim rechtwinkligen Träger liefert die Theilung in sechs Intervalle die kleinste Gewichtsverhältnißzahl, wonach für ihn die vortheilhafteste Intervallgröße $= 1\frac{2}{3}$ der Trägerhöhe sein würde. Dasselbe Verhältniß zur mittleren Trägerhöhe kann man ohne merklichen Fehler für die beiden andern Trägerformen auch annehmen, wodurch man also für den abgestumpften Parabelträger die Theilung in acht, und für den Parabelträger die Theilung in zehn Intervalle als die vortheilhafteste erhielte.

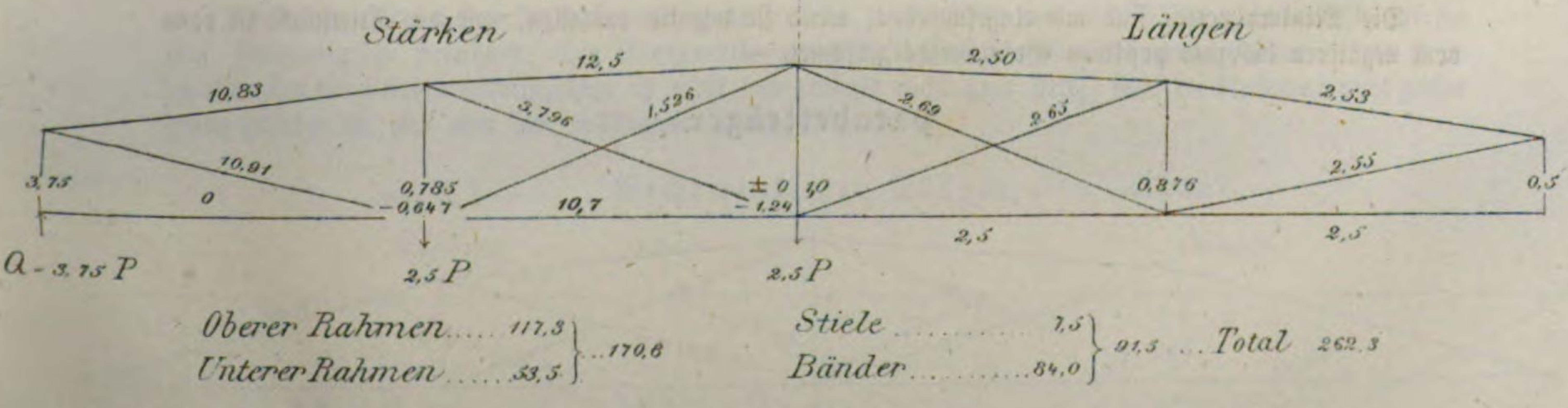
Die theoretisch zulässigen Intervallgrößen sind so groß, daß man praktisch nie nöthig haben wird, sie zu vergrößern, und da man sie durch Anwendung eines zwei- oder mehrfachen Systemes der Verticalconstructionen mit demselben theoretischen Materialaufwande beliebig verkleinern kann, so wird theoretisch unter allen Umständen die Erreichung

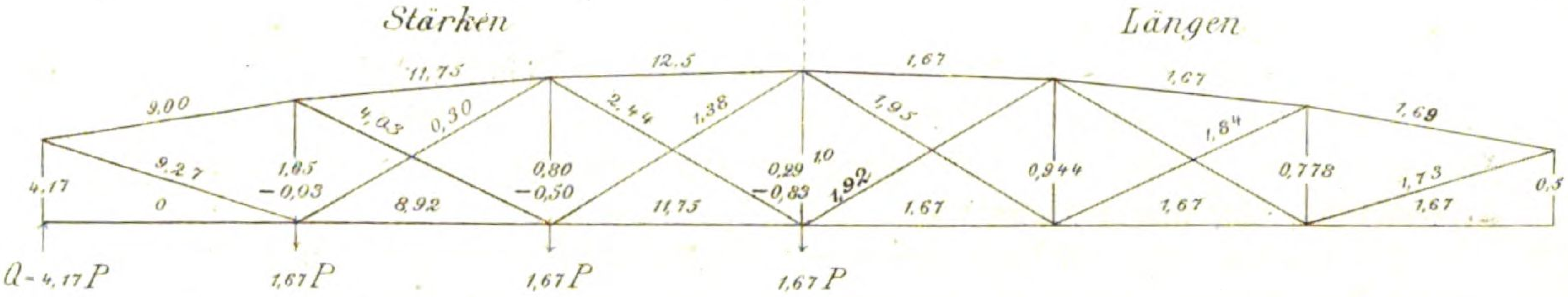
der praktisch wünschenswerthen Intervallgröße mit der kleinsten Gewichtsverhältnißzahl möglich sein. Praktisch wird diese Möglichkeit jedoch durch die Rücksicht auf die Steifigkeit des oberen Rahmens und die der Stiele in hohem Grade beschränkt; bei kleineren Brücken ist außerdem die mit der, bei der Berechnung der Träger gemachten, Annahme nicht übereinstimmende Belastung von Einfluß.

Die für den oberen Rahmen erforderliche Steifigkeit ist meistenstheils nur dadurch zu erreichen, daß man ihn in kürzeren Abständen abwärts und seitwärts befestigt, wodurch man häufig verhindert wird die Intervalle so groß zu machen, wie es zunächst die Stiele wünschenswerth erscheinen lassen. Die Stiele nämlich müssen ebenfalls steif sein und da ihr theoretischer Querschnitt oft zu klein ist, um ihnen eine genügend widerstandsfähige Form zu geben, so muß man ihr wirkliches Gewicht um so mehr gegen das theoretische erhöhen, je größer ihre Zahl ist oder — was dasselbe sagt — je kleiner die Intervalle sind. Namentlich bei kleineren Brücken fällt dieser Umstand in's Gewicht und er gewinnt sehr an Bedeutung, wenn man gleichzeitig die eigenthümliche Belastungsart der Eisenbahnbrücken in's Auge faßt. Die äußere Belastung ist nach §. 5 für größere Brücken zu mindestens 2000 ℔ pro laufenden Fuß Gleis anzunehmen, während allein durch die Triebräder der ebenda skizzirten Lokomotive 36000 ℔ nach einander auf jeden Intervallpunkt gebracht werden. Selbst bei der ungünstigen, im vorigen Abschnitte angenommenen, sprungweisen Belastung müssen also die Intervalle wenigstens eine Größe von $\frac{36000}{2000} = 18$ Fuß haben, ehe die hier angenommene mit der wirklichen Belastung übereinstimmende Resultate ergiebt. Kann man also den Intervallen die Größe von 18 Fuß oder mehr nicht geben, so muß man die Stärken der Verticalconstructionen unmittelbar für die wirklich eintretenden Belastungen statt nach den Formeln des vorigen Abschnittes berechnen, wodurch sich ihr Gewicht um so größer ergeben wird, je weiter die Intervallgröße unter dem Maaß von 18 Fuß bleibt. Selbstverständlich stellen sich dadurch die größeren Intervalle viel günstiger, als durch den theoretischen Vergleich gefunden wurde, und die Bestimmung der zweckmäßigsten Intervallgröße kann deshalb in einem speciellen Falle nur auf Grund mehrer vergleichenden Berechnungen erfolgen.

Im Allgemeinen ist es für größere Brücken leicht eine Intervallgröße von 18 Fuß oder darüber in Anwendung zu bringen, und kommt es bei ihnen namentlich darauf an sie so zu bestimmen, daß die Summe des zu den Verticalconstructionen und zur Fahrbahn aufzuwendenden Materials ein Minimum werde; bei kleineren Brücken ist aber außerdem bei Bestimmung der Intervallgröße die Trägerhöhe und Trägerform zu berücksichtigen, wovon in den nächsten Paragraphen die Rede sein wird. —

Abgestumpfter Parabelträger.

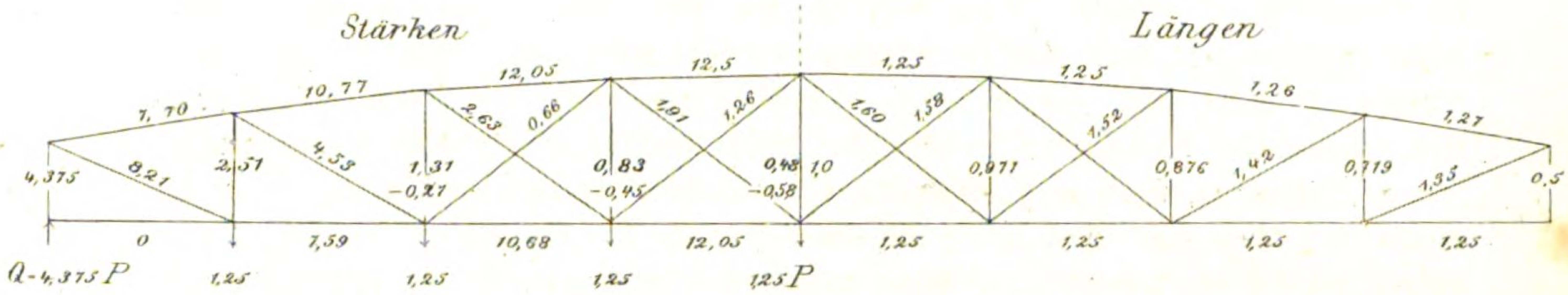




Oberer Rahmen ...... 111,25 } 180,15
Unterer Rahmen 68,90

Stiele ...... 10,34 } 73,52
Bänder 63,18

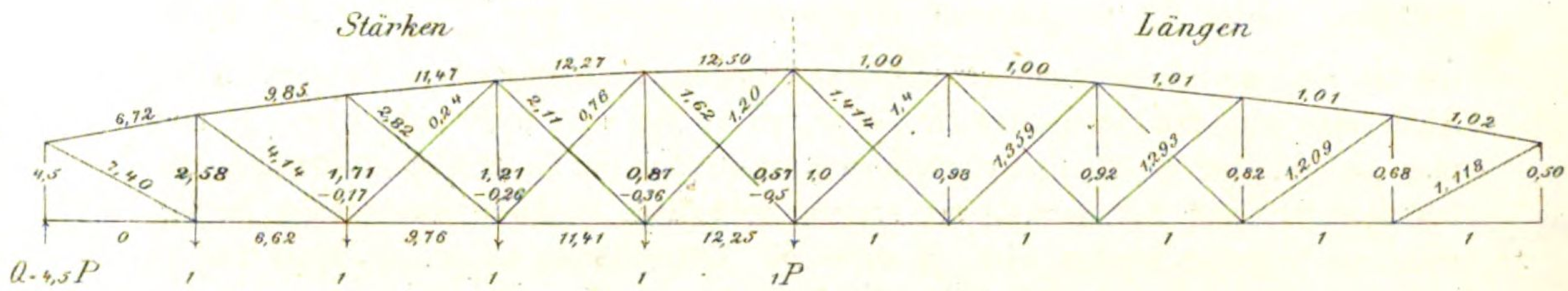
Total ... 253,67



Oberer Rahmen ...... 108,07 } 183,87
Unterer Rahmen 75,80

Stiele ...... 14,30 } 69,48
Bänder 55,18

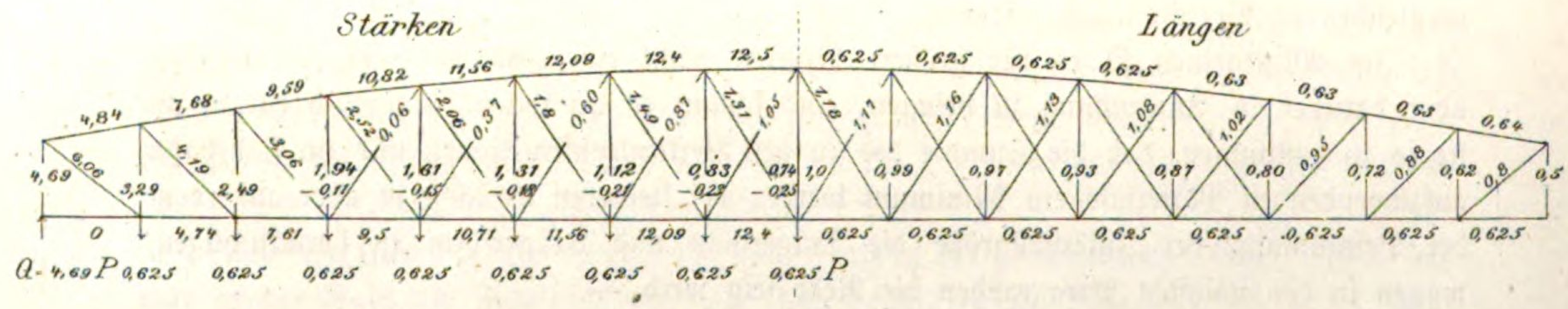
Total ... 253,35



Oberer Rahmen ...... 106,32 } 186,4
Unterer Rahmen 80,08

Stiele ...... 17,28 } 67,57
Bänder 50,29

Total ... 253,97



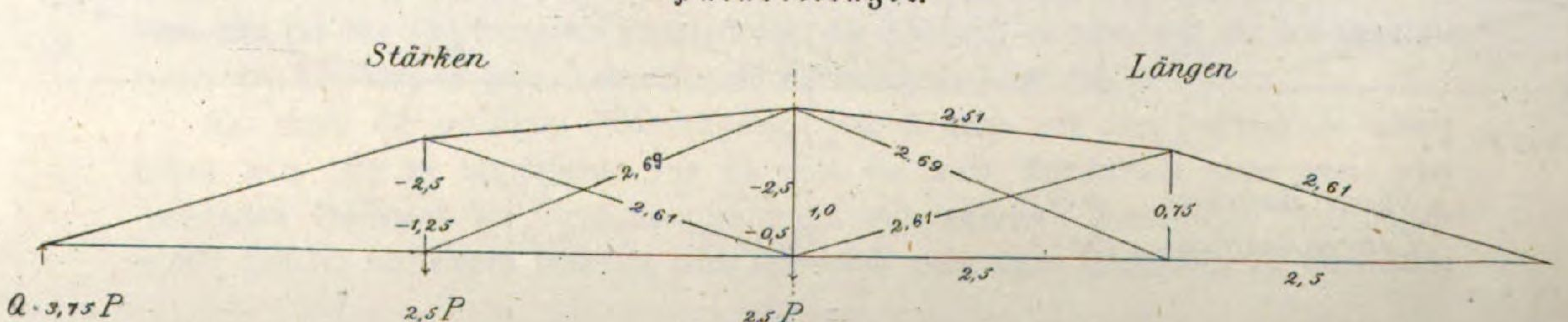
Oberer Rahmen ...... 102,28 } 188,04
Unterer Rahmen 85,76

Stiele ...... 27,13 } 77,07
Bänder 49,94

Total ... 265,11

Die Minimalwerthe sind mit eingeschrieben, wenn sie negativ ausfallen, und die Stielstärke ist dann vom negativen bis zum positiven Grenzwerthe gerechnet. —

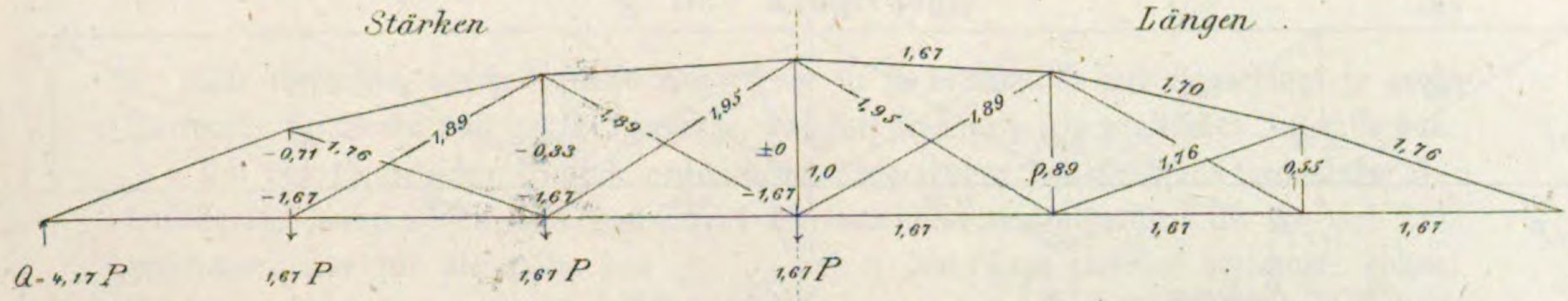
Parabelträger.



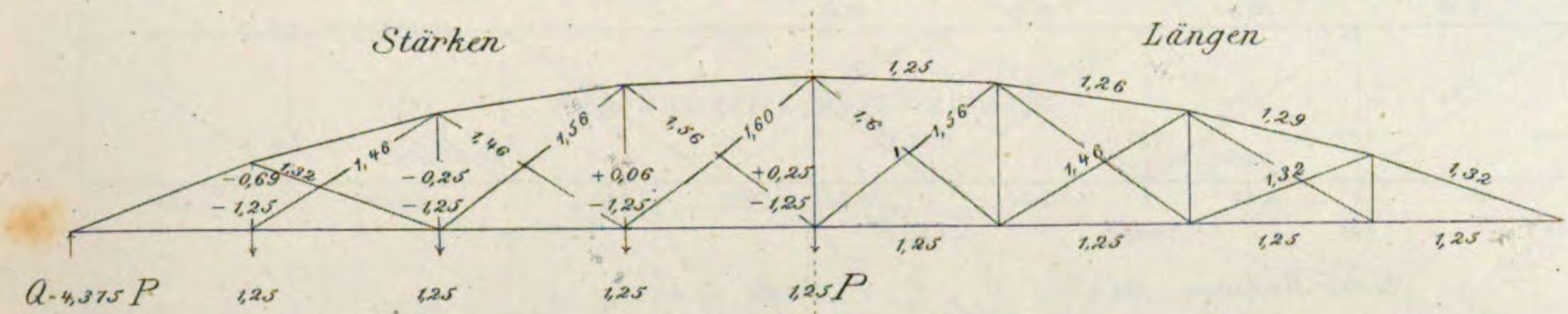
Rahmen ... 256,5

Stiele ...... 6,25 } 34,35
Bänder ... 28,10

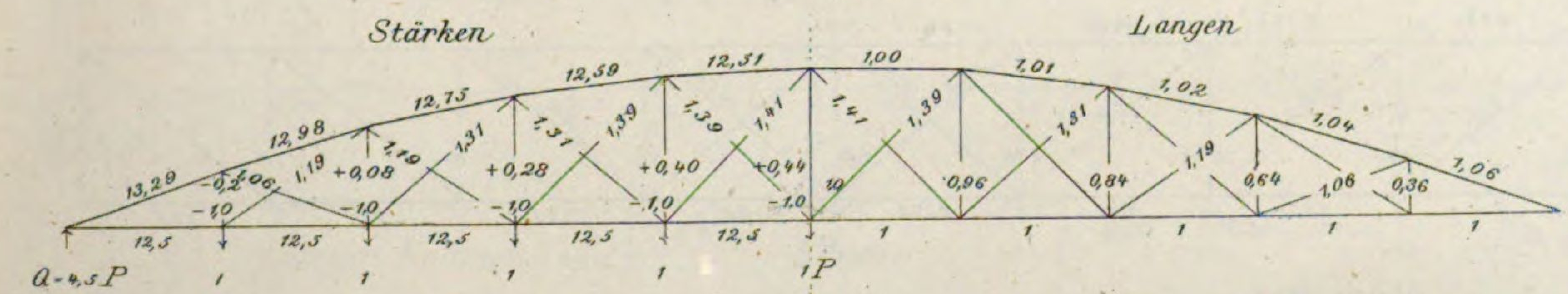
Total ... 290,85



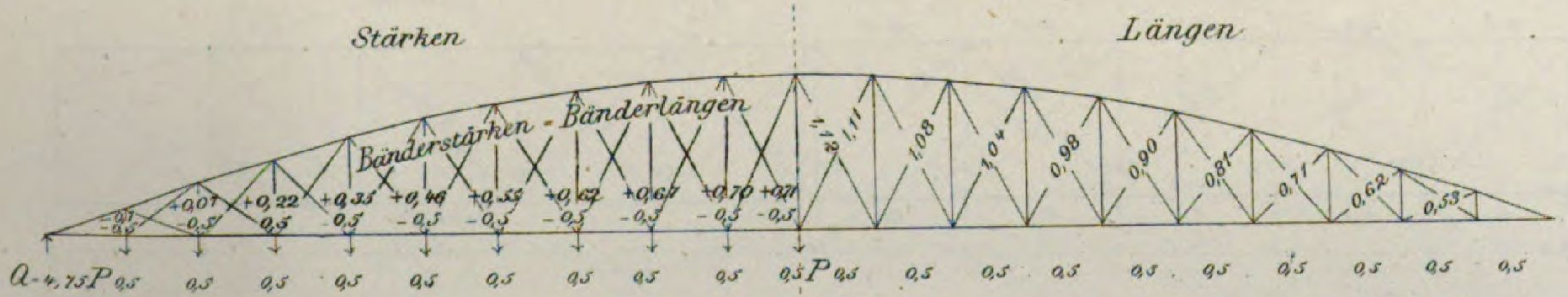
Rahmen 256,5 — *Stiele* 6,47, *Bänder* 28,09 } 34,56 — *Total* 291,06



Rahmen 256,5 — *Stiele* 6,94, *Bänder* 26,84 } 33,78 — *Total* 290,28



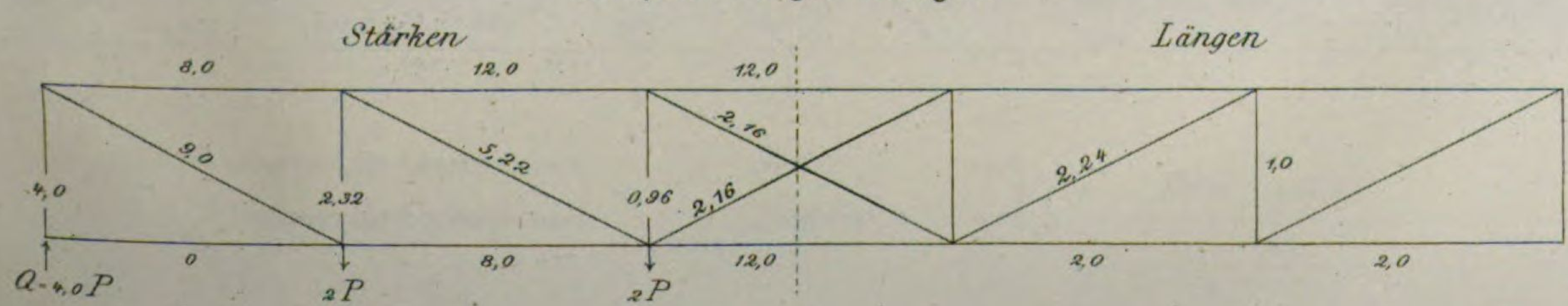
Oberer Rahmen 131,64, *Unterer Rahmen* 125,00 } 256,64 — *Stiele* 8,38, *Bänder* 26,48 } 34,86 — *Total* 291,5



Rahmen 256,5 — *Stiele* 13,53, *Bänder* 30,25 } 43,78 — *Total* 300,28

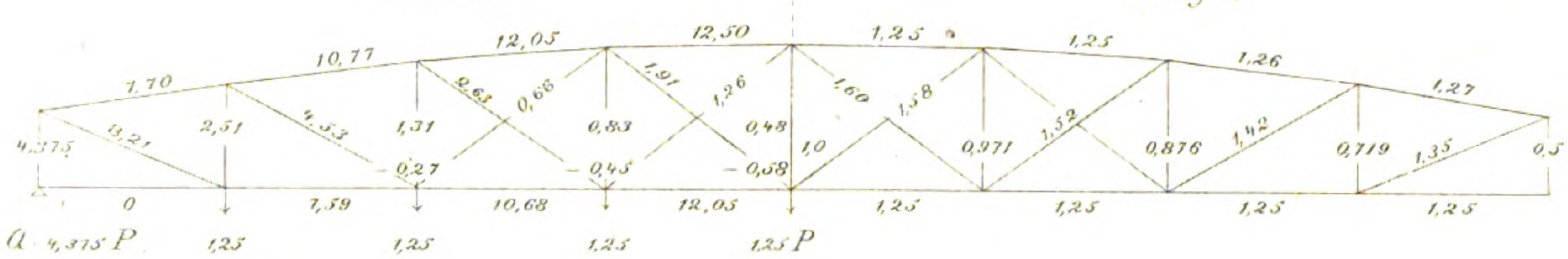
Die Rahmenstärken sind bis auf verschwindend kleine Unterschiede immer dieselben und deshalb nur für eine Intervallgröße berechnet. Die Grenzwerthe der Stiele sind überall beide eingeschrieben. Das Fortschreiten der Gewichtsverhältnißzahlen ist wohl nur deshalb nicht ganz stetig, weil die Rechnung nicht genau genug geführt ist, was aber hier vollkommen gleichgültig ist. —

Rechtwinkliger Träger.



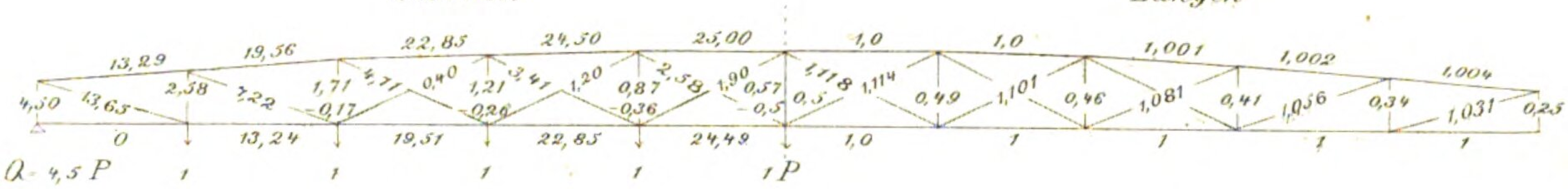
Oberer Rahmen 104,0, *Unterer Rahmen* 56,0 } 160 — *Stiele* 14,56, *Bänder* 73,38 } 87,94 — *Total* 247,94

Stärken — Längen



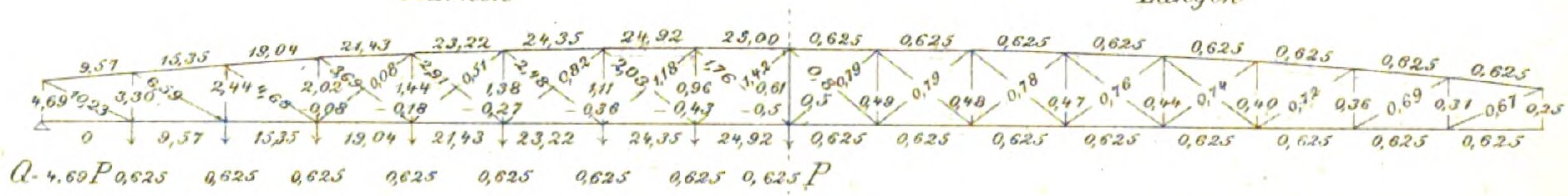
Oberer Rahmen	108,07	183,87	Stiele	14,30	69,48	Total 253,35
Unterer Rahmen	75,80		Bänder	55,18		

Stärken — Längen



Oberer Rahmen	210,6	370,7	Stiele	8,6	83,2	Total 453,9
Unterer Rahmen	160,1		Bänder	74,6		

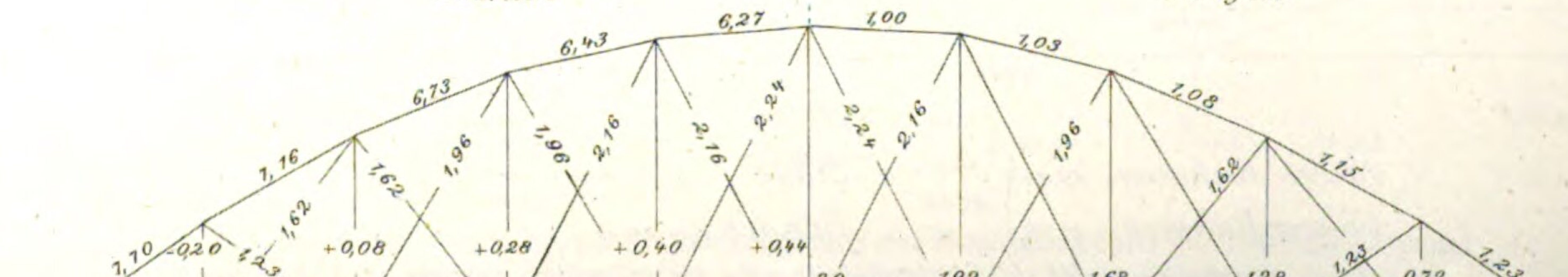
Stärken — Längen



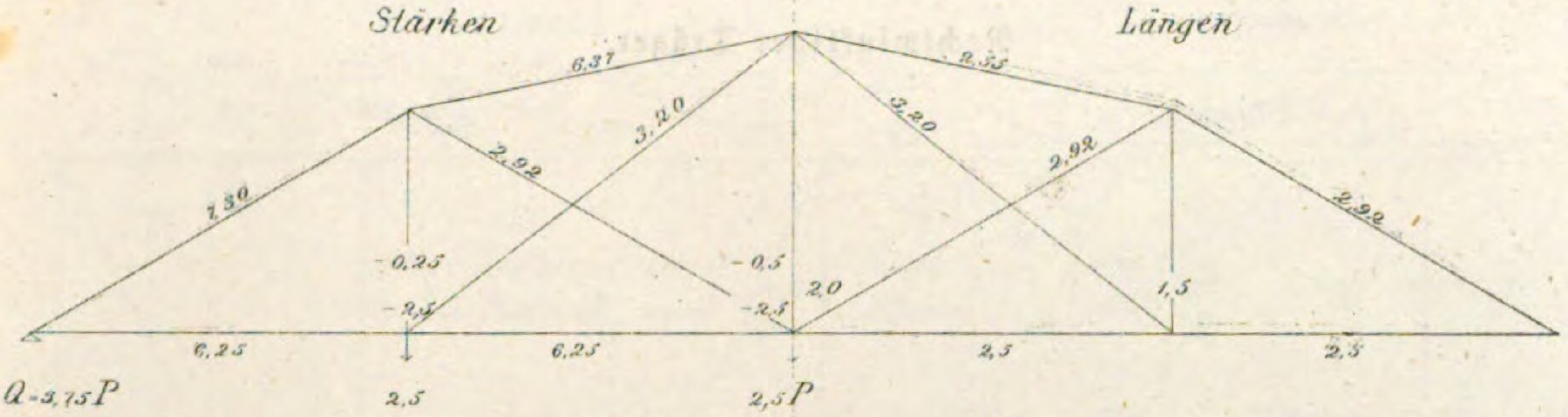
Oberer Rahmen	203,60	375,95	Stiele	14,15	69,69	Total 445,64
Unterer Rahmen	172,35		Bänder	55,54		

Parabelträger.

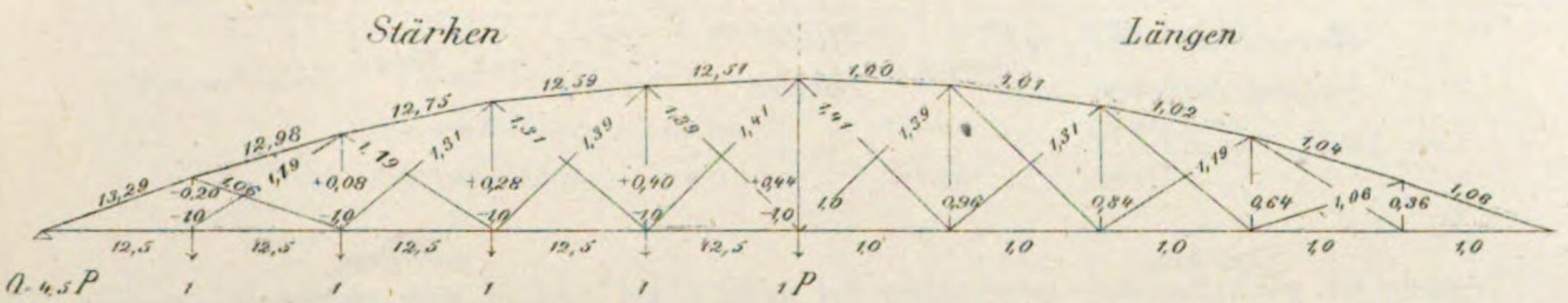
Stärken — Längen



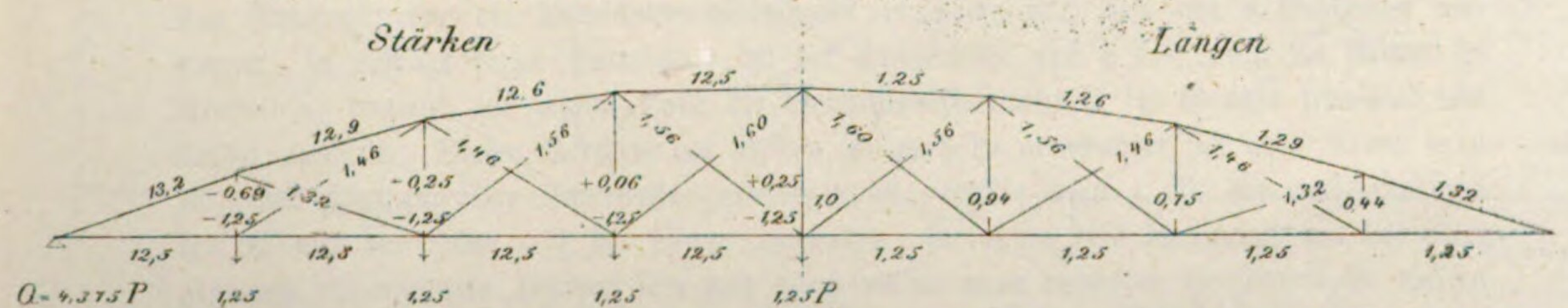
Oberer Rahmen	75,7	138,2	Stiele	16,8	74,4	Total 212,6
Unterer Rahmen	62,5		Bänder	57,6		



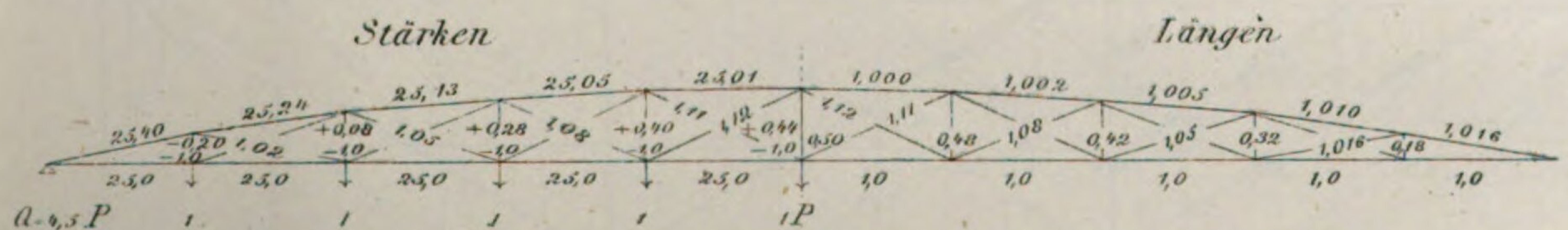
Oberer Rahmen ... 75,12 } 137,62 · Stiele ... 12,50 } 50,03 · Total ... 187,65
Unterer Rahmen ... 62,50 } · Bänder ... 37,53 }



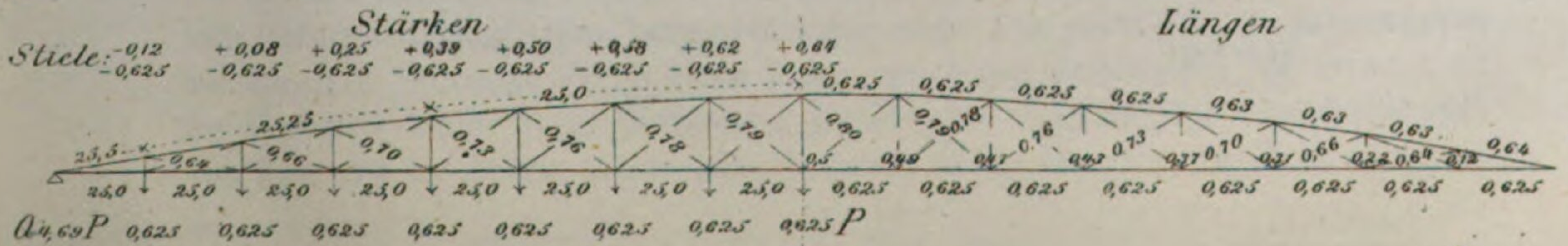
Oberer Rahmen ... 131,6 } 256,6 · Stiele ... 8,4 } 34,9 · Total ... 291,5
Unterer Rahmen ... 125,0 } · Bänder ... 26,5 }



Oberer Rahmen ... 131,14 } 256,14 · Stiele ... 6,94 } 33,78 · Total ... 289,92
Unterer Rahmen ... 125,00 } · Bänder ... 26,84 }

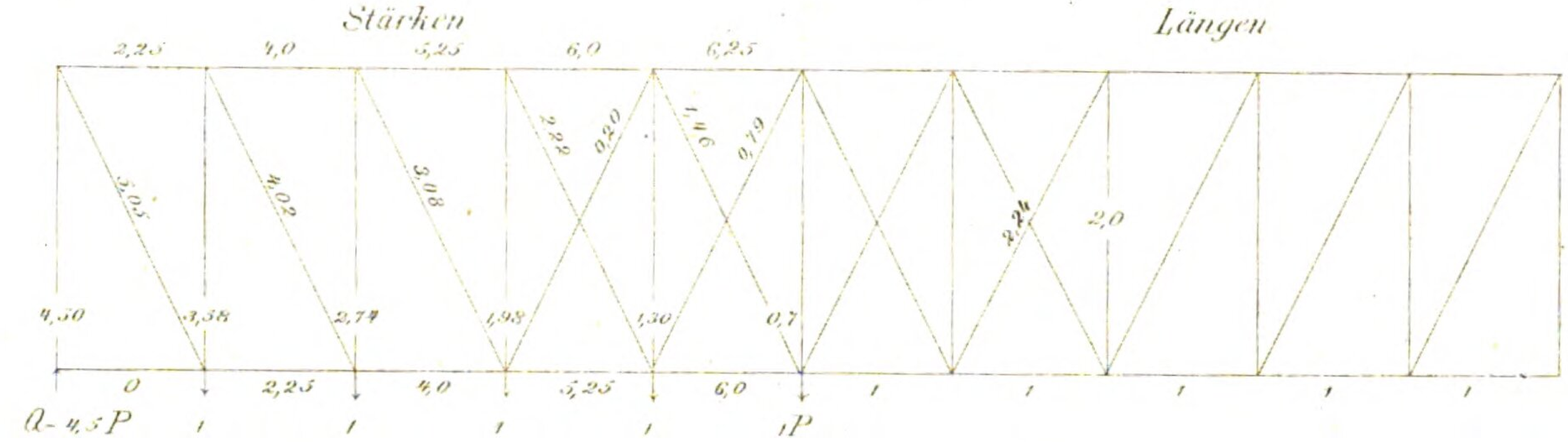


Oberer Rahmen ... 253,3 } 503,3 · Stiele ... 4,2 } 22,8 · Total ... 526,1
Unterer Rahmen ... 250,0 } · Bänder ... 18,6 }

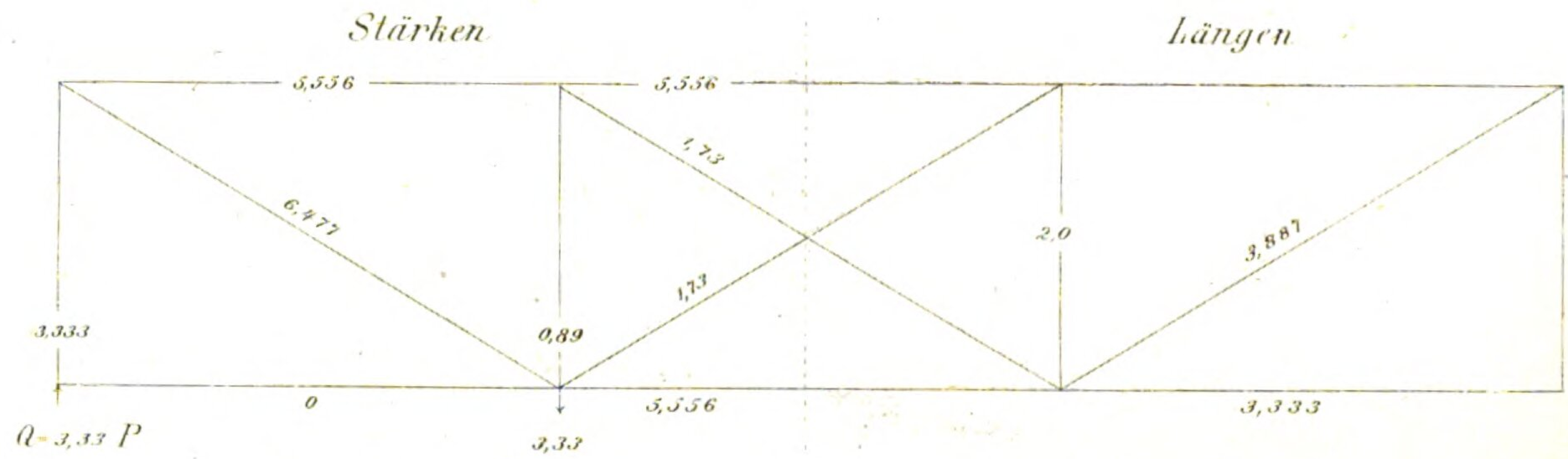


Oberer Rahmen ... 253,08 } 503,08 · Stiele ... 5,71 } 20,88 · Total ... 523,96
Unterer Rahmen ... 250,00 } · Bänder ... 15,17 }

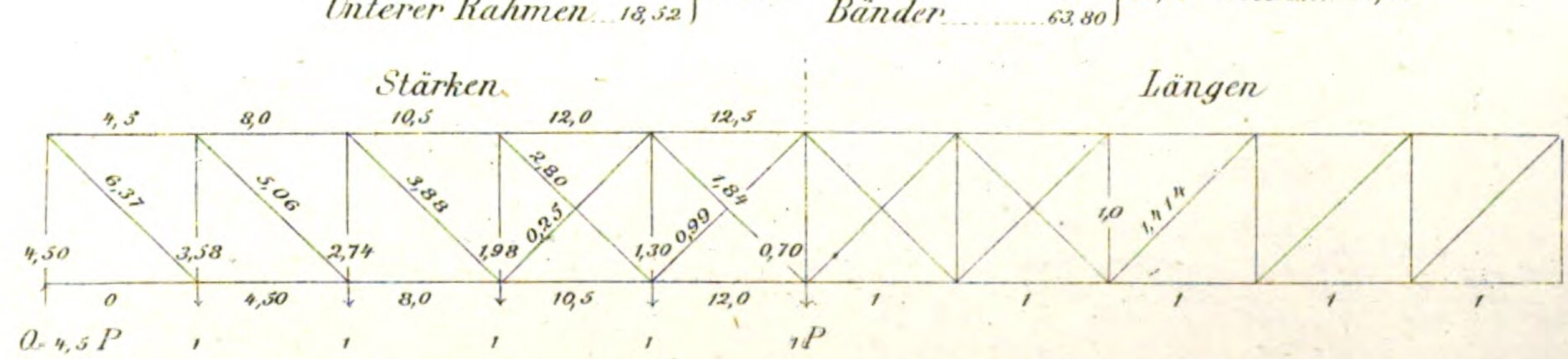
Rechtwinkliger Träger.



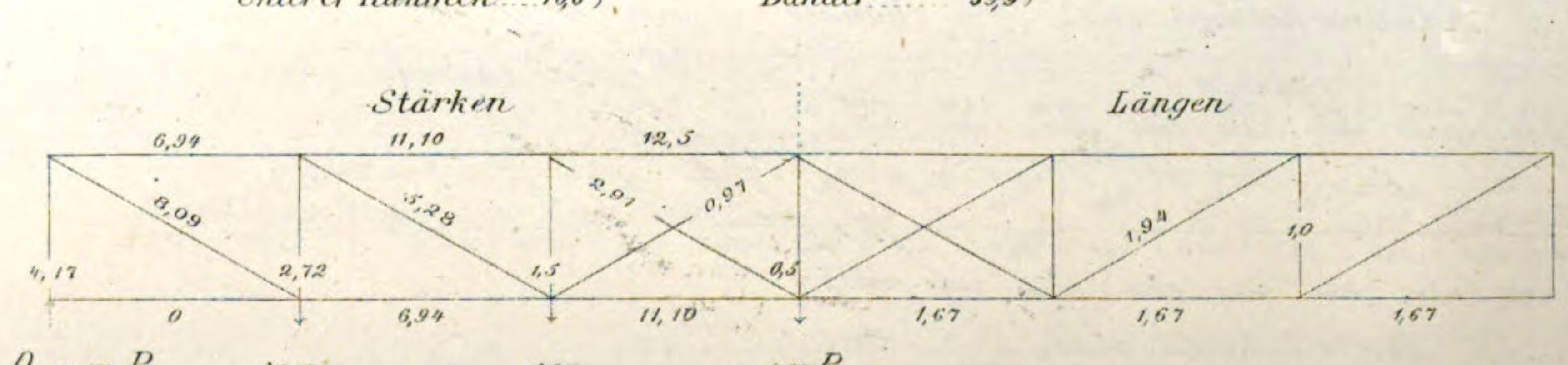
Oberer Rahmen	47,5	82,5	Stiele	57,8	133,2	Total 215,7
Unterer Rahmen	35,0		Bänder	75,4		



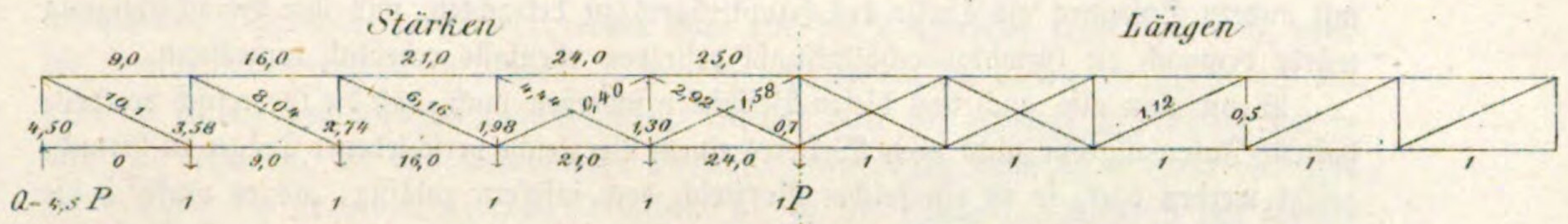
Oberer Rahmen	55,56	74,08	Stiele	16,89	80,69	Total 154,77
Unterer Rahmen	18,52		Bänder	63,80		



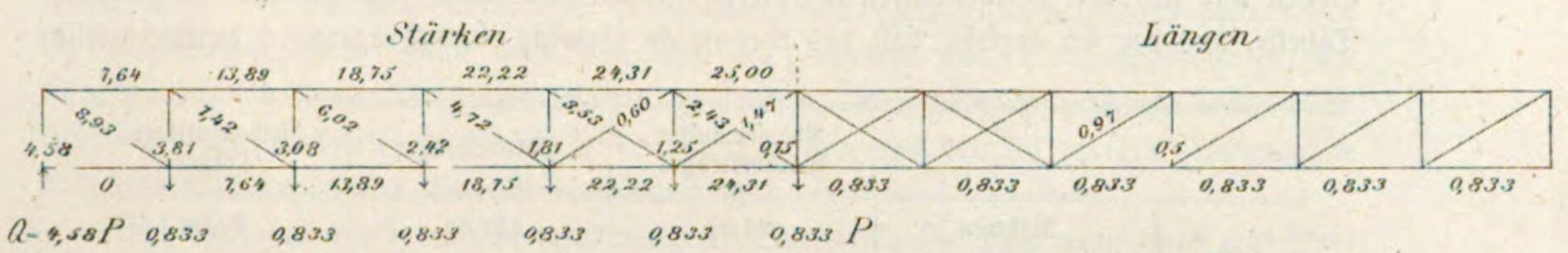
Oberer Rahmen	95,0	165,0	Stiele	28,9	88,8	Total 253,8
Unterer Rahmen	70,0		Bänder	59,9		



Oberer Rahmen	101,80	161,93	Stiele	17,28	84,21	Total 246,14
Unterer Rahmen	60,13		Bänder	66,93		

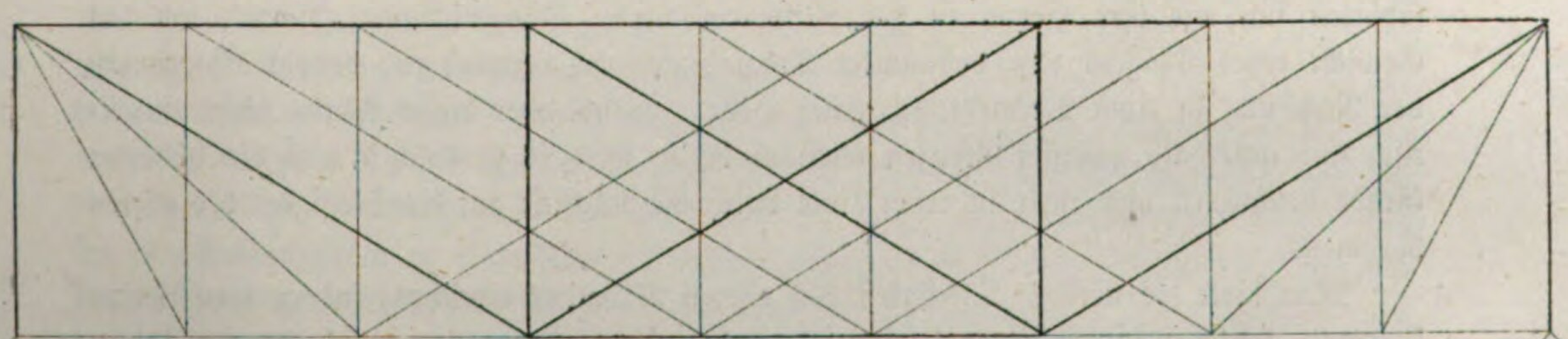


Oberer Rahmen . . . 190,0 } 330,0   Stiele . . . . 14,4 } 89,8   Total . . . 419,8
Unterer Rahmen . . . 140,0   Bänder 75,4



Oberer Rahmen . . . 186,36 } 331,05   Stiele . . . . 17,32 } 85,45   Total . . . 416,5
Unterer Rahmen . . . 144,69   Bänder 68,13

Untersucht man zunächst den Einfluß der verschiedenen Intervallgrößen bei gleicher Trägerhöhe, so findet man ihn bei großer Trägerhöhe bedeutender als bei den kleinen: während für die Trägerhöhe von $\frac{1}{20}$ und $\frac{1}{10}$ der Länge die Anwendung der vortheilhaftesten Intervallgröße die Gewichtsverhältnißzahl durchschnittlich nur um 4 Einheiten verringert, so beträgt dieser Unterschied bei der Trägerhöhe von $\frac{1}{5}$ der Länge im Mittel 38 Einheiten, obgleich im letzten Falle die Gewichtsverhältnißzahl im Ganzen jedesmal viel kleiner ausfällt. Dieser Vortheil der großen Trägerhöhe vermindert sich aber, sowie man zu einer Theilung der Intervalle gezwungen ist; wollte man z. B. den rechtwinkligen Träger mit der Höhe $= \frac{1}{5}$ der Länge anwenden, so würde dies überhaupt nur bei einer größeren Spannweite denkbar sein und dann müßte man entweder die Intervalle theilen oder jedes derselben für sich gleichsam wieder überbrücken. Angenommen man müßte jedes der Intervalle in drei Theile zerlegen, so erhielte man den folgenden Träger, welcher wegen



der steileren Bänder am Auflager eine beträchtlich höhere Gewichtsverhältnißzahl als derselbe Träger mit ungetheilten Intervallen haben wird. Der zweite Fall: die Ueberbrückung der einzelnen Intervalle ist bei einem Träger von diesen Verhältnissen von **Brunel** bei der Chepstow-Brücke*) zur Ausführung gebracht; die Intervallgröße beträgt dort etwa 100 Fuß, und die Träger, welche diese Intervalle überspannen, sind bei einem Vergleiche

*) Siehe Seite 64.

mit andern Systemen als Theile des Hauptträgers zu betrachten, und ihre Berücksichtigung würde demnach die Gewichtsverhältnißzahl desselben ebenfalls erheblich vergrößern.

Wenn man also auch aus diesen Beispielen schließen muß, daß die theoretisch vortheilhafteste Intervallgröße nicht ohne Weiteres einem Vergleiche verschiedener Träger zu Grunde gelegt werden darf, so ist ein solcher Vergleich doch insofern zuläßig, als es praktisch die Aufgabe ist, die Trägerhöhe so zu wählen, daß die Benutzung einer der vortheilhaftesten sich nähernden Intervallgröße ermöglicht wird.

Stellt man die Gewichtsverhältnißzahlen der drei Trägerformen bei den verschiedenen Höhen und mit den vortheilhaftesten Intervallgrößen zusammen, so erhält man die folgende Tabelle, aus der sich ergiebt, daß das theoretische Gewicht eines Trägers sich durchschnittlich

		Abgestumpfter Parabelträger	Parabelträger	Rechtwinkliger Träger
Höhe $\frac{1}{5}$ d. Länge	Rahmen	87,02	137,62	74,08
	Stiele und Bänder	65,38	50,03	80,69
	Total	152,40	187,65	154,77
Höhe $\frac{1}{10}$ d. Länge	Rahmen	183,87	256,14	161,93
	Stiele und Bänder	69,48	33,78	84,21
	Total	253,35	289,92	246,14
Höhe $\frac{1}{20}$ d. Länge	Rahmen	375,95	503,08	331,05
	Stiele und Bänder	69,69	20,88	85,45
	Total	445,64	523,96	416,50

auf $\frac{1}{3}$ reducirt, wenn seine Höhe vervierfacht wird; berücksichtigt man, daß die Totalbelastung aller Träger pro Längeneinheit constant angenommen ist, sich aber bei größerer Höhe wegen des geringeren Trägergewichtes vermindern muß, so darf man schließen, daß im Allgemeinen die theoretischen Gewichte von Trägern gleicher Länge und gleicher Tragfähigkeit sich wie ihre Höhen in der Mitte verhalten. Das wirksamste Mittel, um das Gewicht eines Trägers von bestimmter Tragfähigkeit zu vermindern, besteht also gemäß der Rechnung in einer Vermehrung seiner Höhe. Wenn aber dieses Mittel schon theoretisch nur innerhalb gewisser Grenzen wirksam ist, so wird es praktisch in noch viel höherem Grade beschränkt, und zwar in erster Linie durch die Rücksicht auf die Steifigkeit des oberen Rahmens.

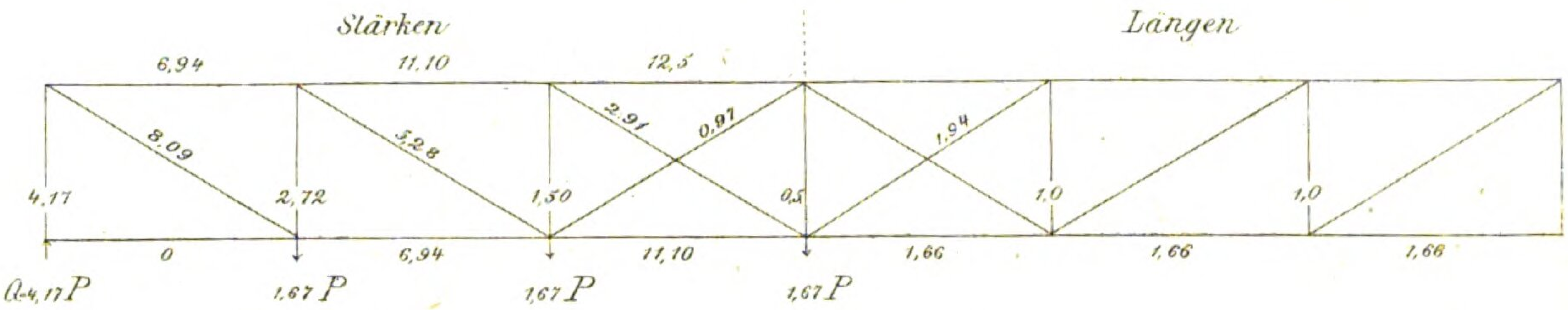
Man kann die nöthige Steifigkeit des oberen Rahmens erreichen, indem man ihn in kleineren Zwischenräumen gegen horizontale und verticale Bewegungen sichert, oder indem man ihm eine möglichst große Querschnittsfläche giebt, und ihn dadurch befähigt, sich auf größeren Längen ohne weitere Unterstützung freizutragen.

Das Erste, den oberen Rahmen in kleineren Zwischenräumen abzustützen, ist gleichbedeutend mit der Anwendung kleiner Intervalle, welche jedoch ihrerseits keine Verminderung, sondern eine Vermehrung des Gewichtes zur Folge haben, und zwar um so mehr, je größer die Trägerhöhe ist; die Tabelle zeigt, daß das Gewicht der Verticalconstructionen mit der Trägerhöhe durchschnittlich nicht zunimmt, obgleich die Längen der Stiele — d. h. der Theile, welche gegen Druck widerstandsfähig gemacht werden müssen — sich mit der

wachsenden Trägerhöhe vergrößern; wenn man also die Trägerhöhe vergrößern will, ohne die Intervalle vergrößern zu können, so werden nothwendig die Verticalconstructionen ein größeres zusätzliches Gewicht beanspruchen; dies hat aber bei größerer Trägerhöhe um so mehr zu bedeuten, als das Gewicht der Verticalconstructionen dann schon einen viel größeren Theil des ganzen Trägerwichtes bildet: bei $\frac{1}{20}$ der Länge zur Höhe ist das theoretische Gewicht der Verticalconstructionen durchschnittlich 13 Proc. des ganzen Trägergewichtes, bei $\frac{1}{5}$ der Länge zur Höhe schon 40 Proc. desselben. Je mehr man also die Trägerhöhe vergrößert, je leichter ist es möglich, daß der dadurch erreichte Vortheil des Mindergewichtes der Rahmen durch das Mehrgewicht der Verticalconstructionen aufgehoben oder überwogen wird. Man wird sogar sehr oft genöthigt sein, die Trägerhöhe zu verringern, um die Intervalle größer machen zu können, weil dadurch nicht nur unter allen Umständen die Stabilität befördert, sondern auch häufig aus den im vorigen Paragraphen dargelegten Gründen das Gewicht vermindert wird.

Viel öfter als durch eine Verminderung der Intervallgröße kann man durch eine Vermehrung der Querschnittsfläche des oberen Rahmens ein verhältnißmäßig geringeres Trägergewicht erstreben und erreichen. Bei constanter Trägerhöhe vermehrt sich der erforderliche Rahmenquerschnitt, je geringer die als zulässig angenommene Spannung pro □″ ist, und je größer die äußere Belastung und das Eigengewicht sind. Die Spannung pro □″ bestimmt sich gewöhnlich durch andere Rücksichten; das Eigengewicht kann man vernünftiger Weise nur vergrößern, indem man für die Fahrbahn eine vollständige Kiesbettung anwendet oder — gleichzeitig mit einer Vermehrung der äußeren Belastung — indem man für zwei Gleise nur eine Fahrbahn und nur zwei Längsträger bestimmt.

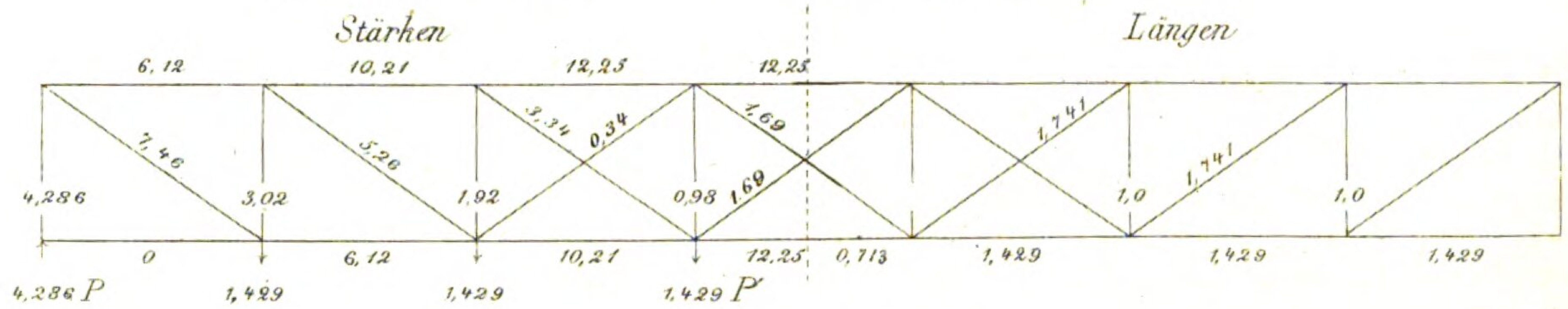
Ob für zwei Gleise zwei, drei oder vier Träger das zweckmäßigste seien, darüber sind oder waren die Meinungen getheilt. Gegen zwei Träger hat man oft angeführt, daß die schiefen Belastungen der Querträger beim Passiren nur eines Zuges Verdrehungen und ungleichmäßige Senkungen der Längsträger bewirken müßten; wenn aber die Querträger den schiefen Belastungen entsprechend construirt und nicht etwa auf die große Höhe von vier Fuß oder darüber mit den Längsträgern fest vernietet sind, so können Verdrehungen nicht stattfinden und die ungleichen Senkungen durchaus keinen Nachtheil haben. Viel eher könnten sie bei drei Längsträgern schädlich sein, und dies ist auch gewiß unter allen Umständen die schlechteste Construction von allen; dem mittleren Träger giebt man dann wegen des Aussehens und um die Unterschiede in den Durchbiegungen nicht noch zu vermehren dieselbe Höhe wie den Außenträgern und doch muß er die doppelte Tragfähigkeit derselben besitzen; für eine gewisse Tragfähigkeit ist aber eine gewisse Trägerhöhe und Intervallgröße die zweckmäßigste, und man wird demnach entweder beim Mittelträger oder bei den Außenträgern zu einer Materialverschwendung genöthigt sein; wegen der geringeren Querträgerlänge werden auch die Unterschiede in den Durchbiegungen der Längsträger am leichtesten nachtheilig wirken, und bei einer nicht ganz sachgemäßen Construction entziehen sich diese Wirkungen jedenfalls der Rechnung. Man scheint jetzt auch ziemlich allgemein der Ansicht zu sein, daß entweder zwei oder vier Längsträger den Vorzug verdienen. Liegt die Fahrbahn auf dem oberen Rahmen, so können sich vier Längsträger vielleicht deshalb empfehlen, weil sie eine viel leichtere Construction der Fahrbahn gestatten, im Allgemeinen sind aber gewiß zwei Längsträger das Vortheilhafteste: die lichte Weite einer eingleisigen Brücke soll 13′ 2″ engl., die einer zweigleisigen 24′ 6″ betragen, weshalb man bei zwei Längsträgern nicht nur zwei Fuß an der Pfeilerlänge, sondern auch noch soviel spart wie zwei Träger schmaler sind als vier; das Fahrbahngewicht ist in beiden Fällen ziemlich gleich



Oberer Rahmen ... 101,80
Unterer Rahmen ... 60,13 } ... 161,93

Stiele ... 17,28
Bänder ... 66,93 } ... 84,21

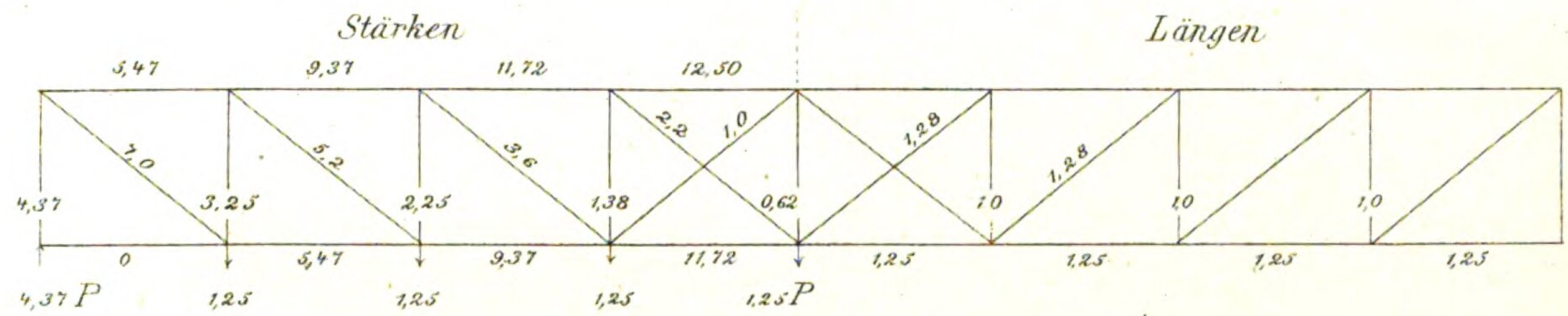
Total ... 246,14



Oberer Rahmen ... 99,18
Unterer Rahmen ... 64,18 } ... 163,36

Stiele ... 20,42
Bänder ... 63,06 } ... 83,48

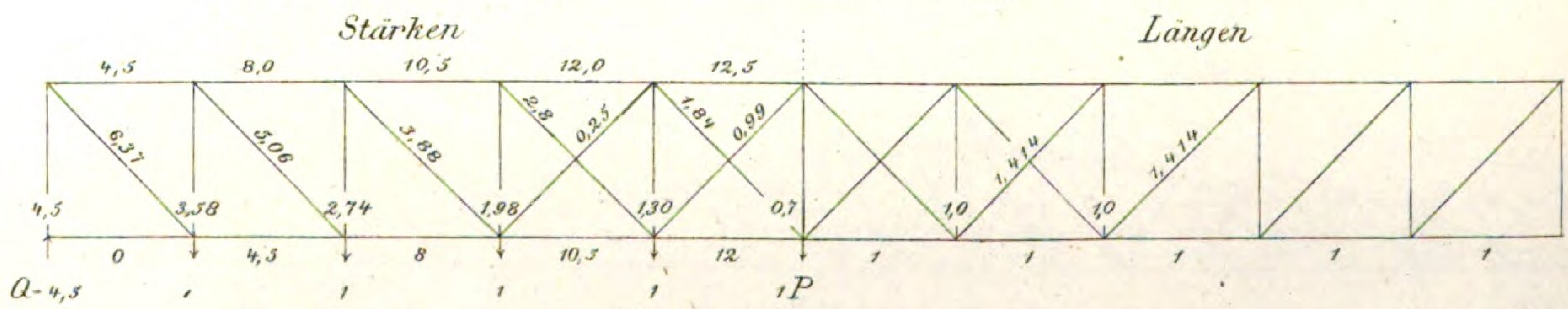
Total ... 246,84



Oberer Rahmen ... 97,65
Unterer Rahmen ... 66,40 } ... 164,05

Stiele ... 23,12
Bänder ... 60,80 } ... 83,92

Total ... 247,97



Oberer Rahmen ... 95
Unterer Rahmen ... 70 } ... 165

Stiele ... 28,9
Bänder ... 59,92 } ... 88,82

Total ... 253,82

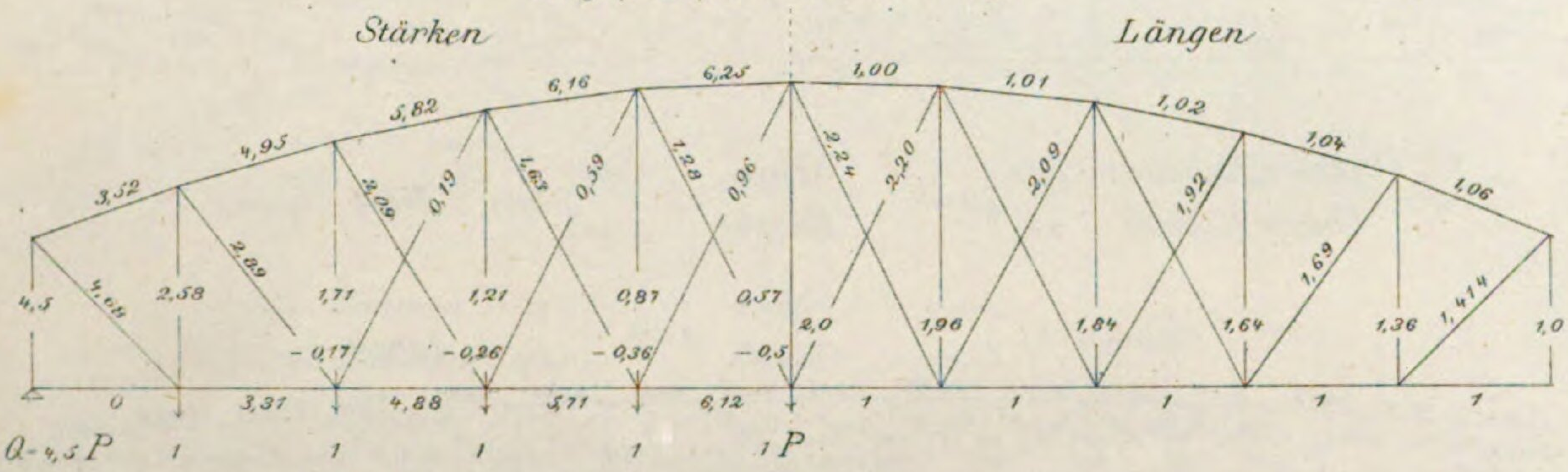
Den Einfluß der schiefen Belastungen findet man durch eine Vergleichung dieser Gewichtsverhältnißzahlen mit den in § 2 für dieselben Intervallgrößen ohne Berücksichtigung der schiefen Belastungen gefundenen.

§. 10. Trägerhöhe.

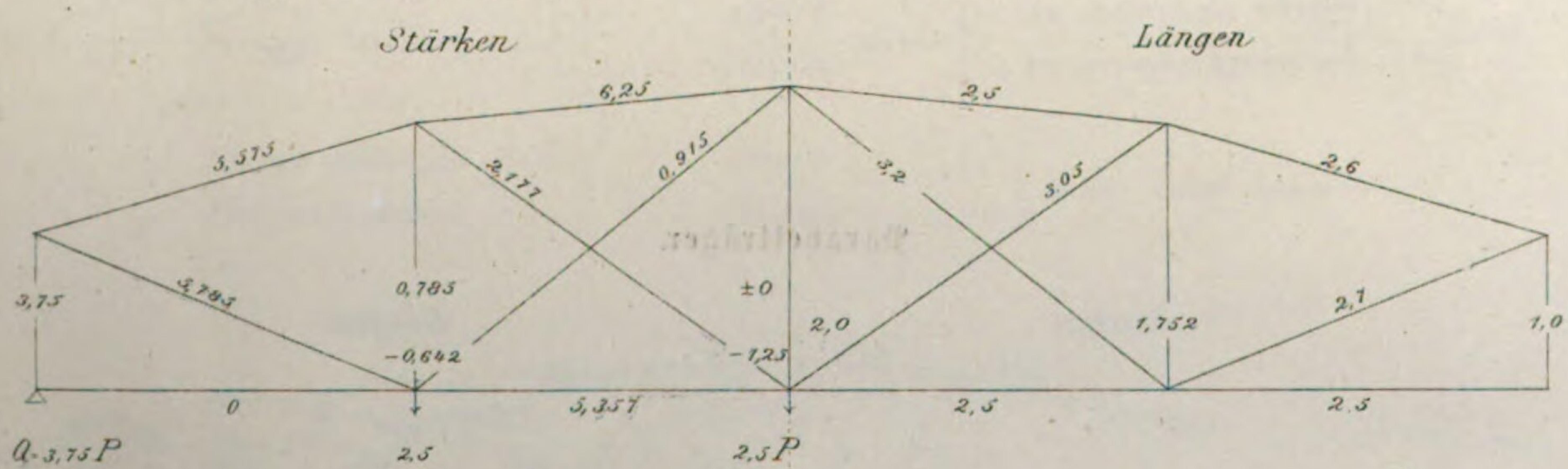
Die theoretisch vortheilhafteste Trägerhöhe ist so beträchtlich und sie bedingt so große Intervalle im Verhältniß zur Trägerlänge, daß ihre Kenntniß kein praktisches Interesse hat.

Um den theoretischen Einfluß verschiedener Trägerhöhen bei gleichfalls wechselnder Intervallgröße nachzuweisen, sind nachstehend die Gewichtsverhältnißzahlen für die drei Trägerformen, jede für die Höhe von $\frac{1}{20}$, $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{5}$ der Länge zweimal berechnet: einmal für die constante Intervallgröße von $\frac{1}{10}$ der Länge und das andere Mal für die theoretisch vortheilhafteste Intervallgröße; die Totalbelastung pro Längeneinheit ist dabei wiederum constant = P und das Verhältniß des Eigengewichtes zur äußeren Belastung wie $p : \pi = 1 : 4$ angenommen.

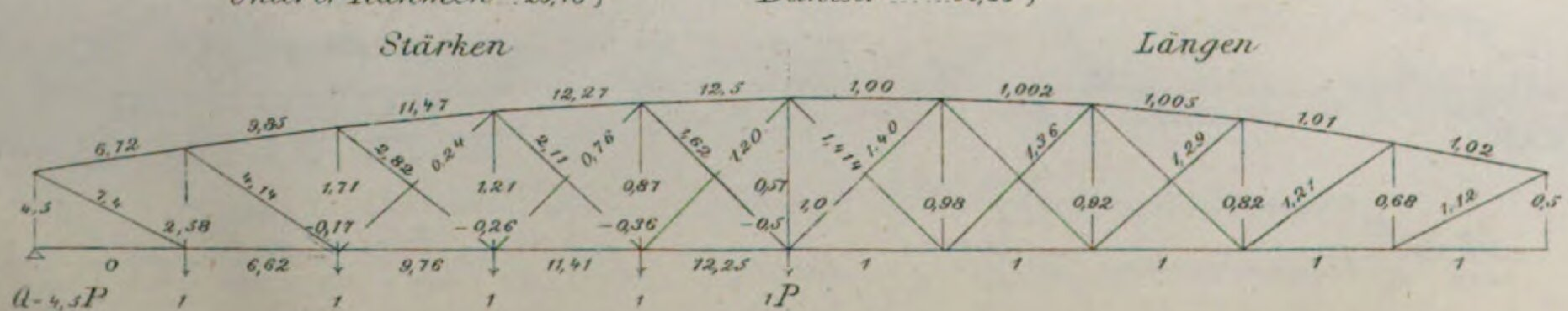
Abgestumpfter Parabelträger.



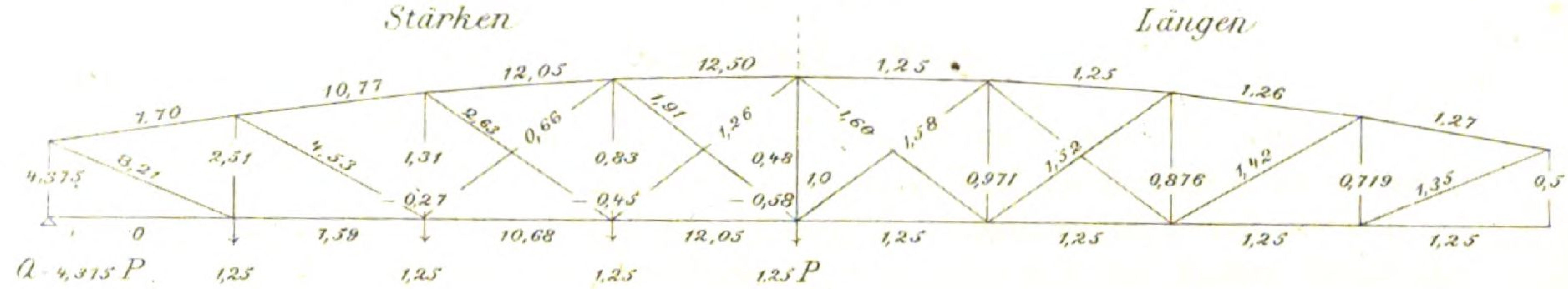
Oberer Rahmen .... 55,0 } 95,0 *Stiele* .... 34,6 } 85,6 *Total* ... 180,6
Unterer Rahmen .. 40,0 } *Bänder* ..... 51,0 }



Oberer Rahmen ... 60,24 } 87,02 *Stiele* .... 15,00 } 65,38 *Total* .. 152,4
Unterer Rahmen .. 26,78 } *Bänder* ..... 50,38 }

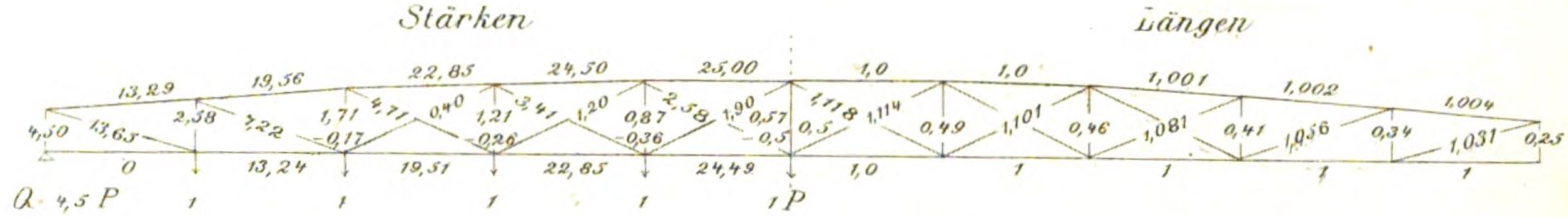


Oberer Rahmen ... 106,3 } 186,4 *Stiele* .... 17,3 } 67,6 *Total* ... 254,0
Unterer Rahmen ... 80,1 } *Bänder* ...... 50,3 }



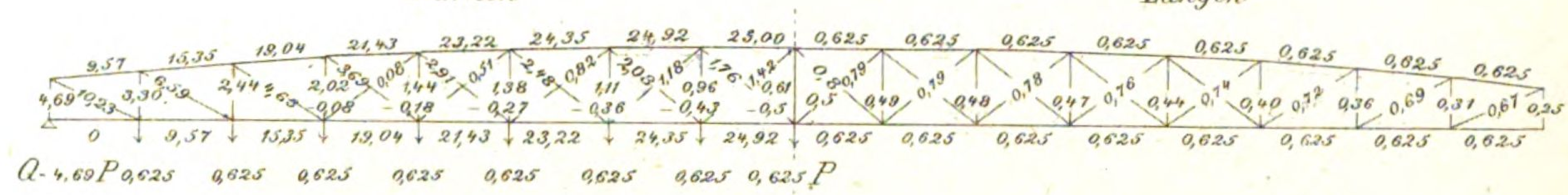
Oberer Rahmen	108,07	183,87	Stiele	14,30	69,48
Unterer Rahmen	75,80		Bänder	55,18	

Total ... 253,35



Oberer Rahmen	210,6	370,7	Stiele	8,6	83,2
Unterer Rahmen	160,1		Bänder	74,6	

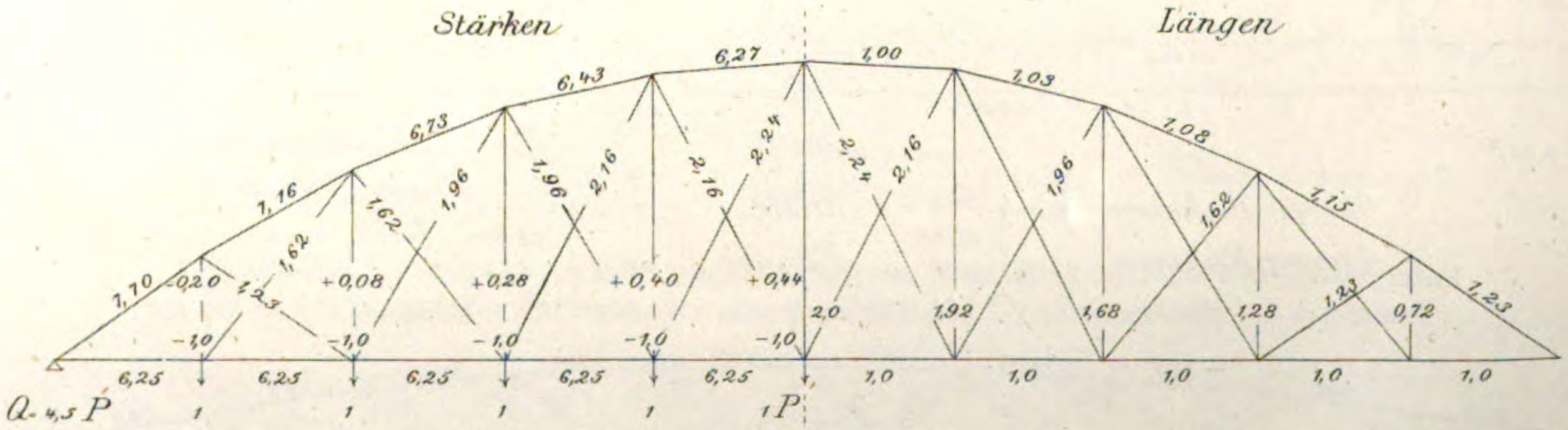
Total ... 453,9



Oberer Rahmen	203,60	375,95	Stiele	14,15	69,69
Unterer Rahmen	172,35		Bänder	55,54	

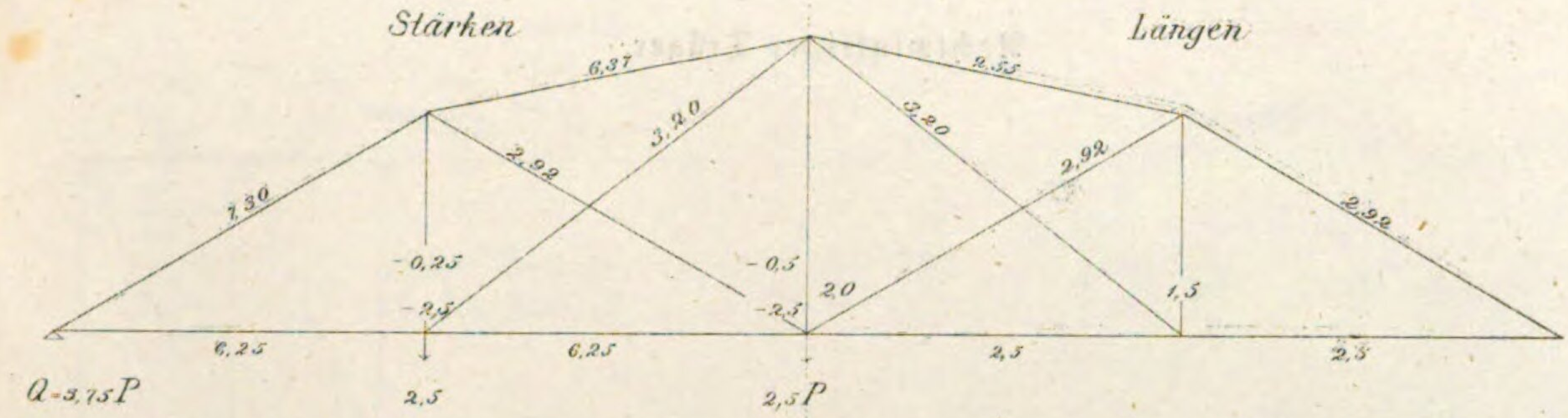
Total ... 445,64

Parabelträger.



Oberer Rahmen	75,7	138,2	Stiele	16,8	74,4
Unterer Rahmen	62,5		Bänder	57,6	

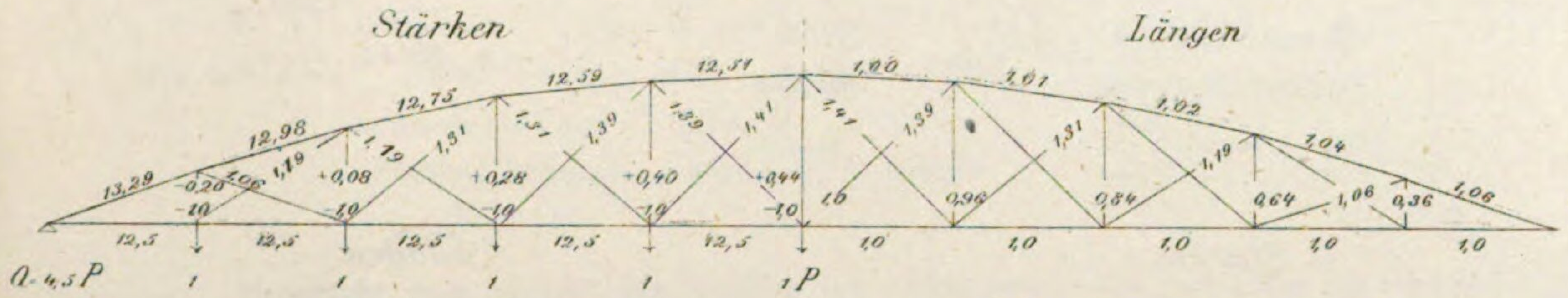
Total ... 212,6



Oberer Rahmen 75,12 } 137,62
Unterer Rahmen 62,50 }

Stiele 12,50 } 50,03
Bänder 37,53 }

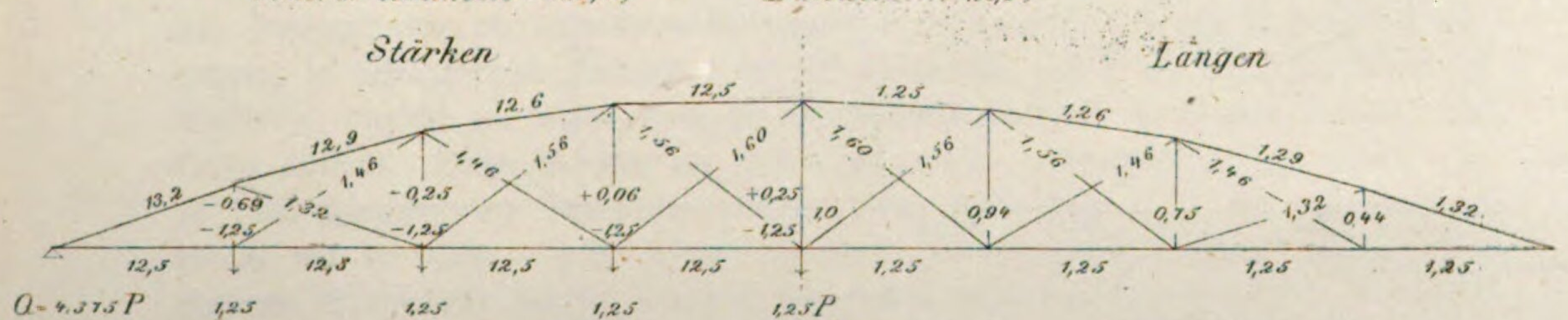
Total 187,65



Oberer Rahmen 131,6 } 256,6
Unterer Rahmen 125,0 }

Stiele 8,4 } 34,9
Bänder 26,5 }

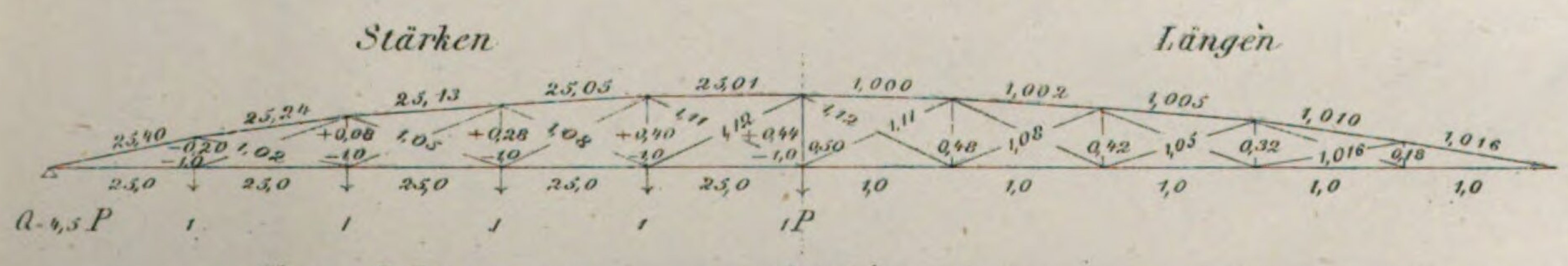
Total 291,5



Oberer Rahmen 131,14 } 256,14
Unterer Rahmen 125,00 }

Stiele 6,94 } 33,78
Bänder 26,84 }

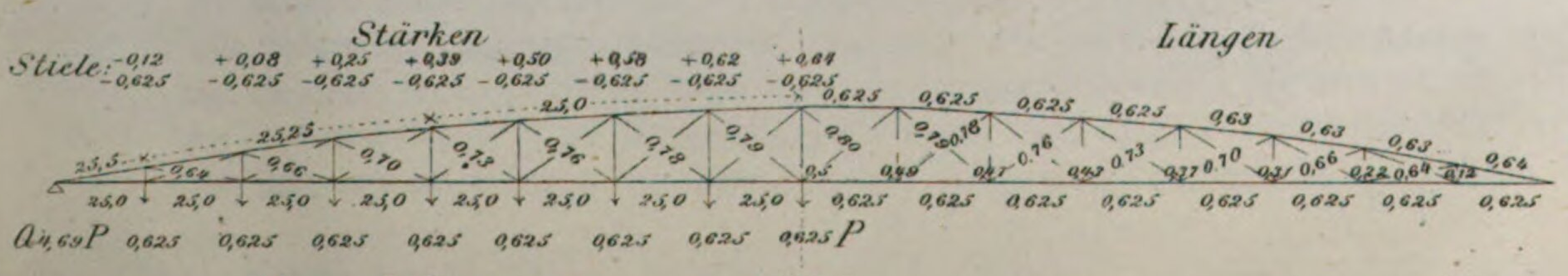
Total 289,92



Oberer Rahmen 253,3 } 503,3
Unterer Rahmen 250,0 }

Stiele 4,2 } 22,8
Bänder 18,6 }

Total 526,1

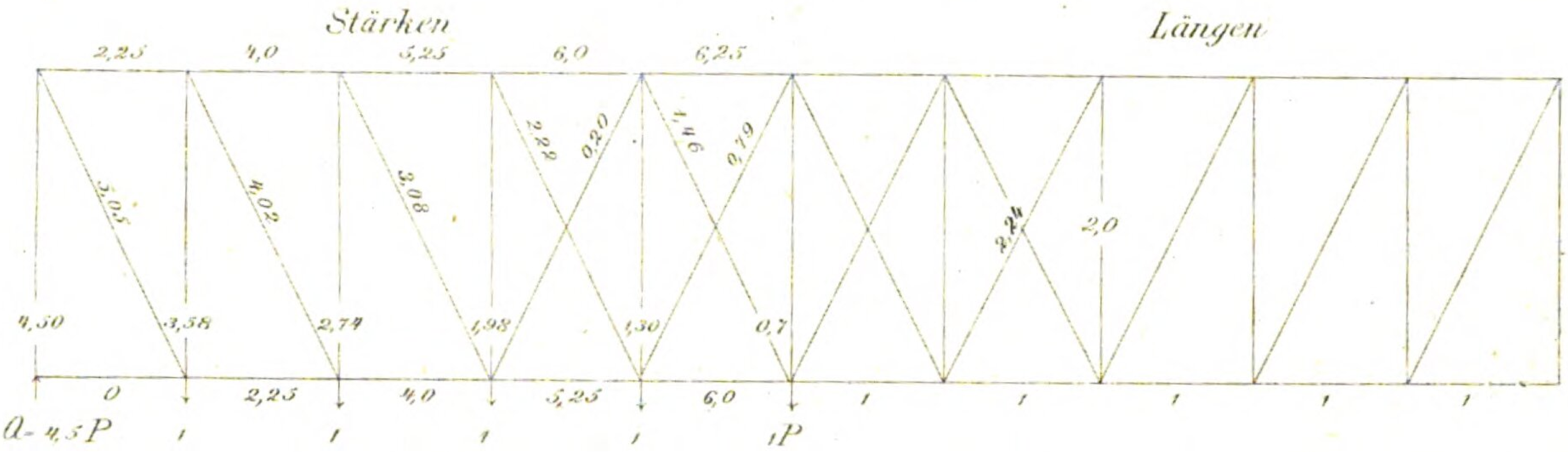


Oberer Rahmen 253,08 } 503,08
Unterer Rahmen 250,00 }

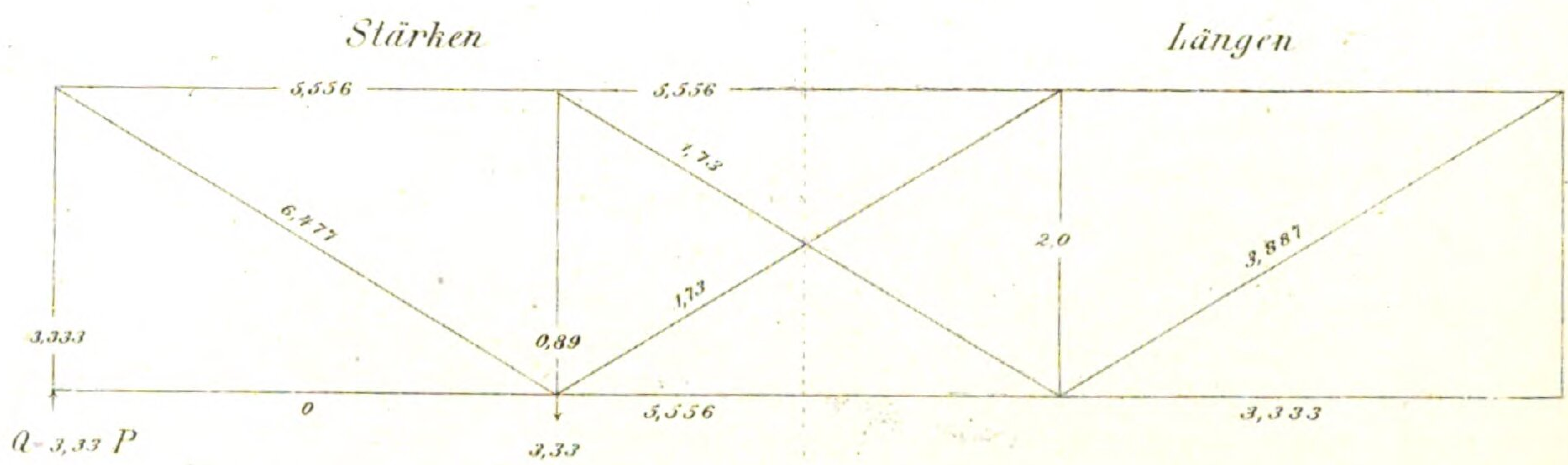
Stiele 5,71 } 20,88
Bänder 15,17 }

Total 523,96

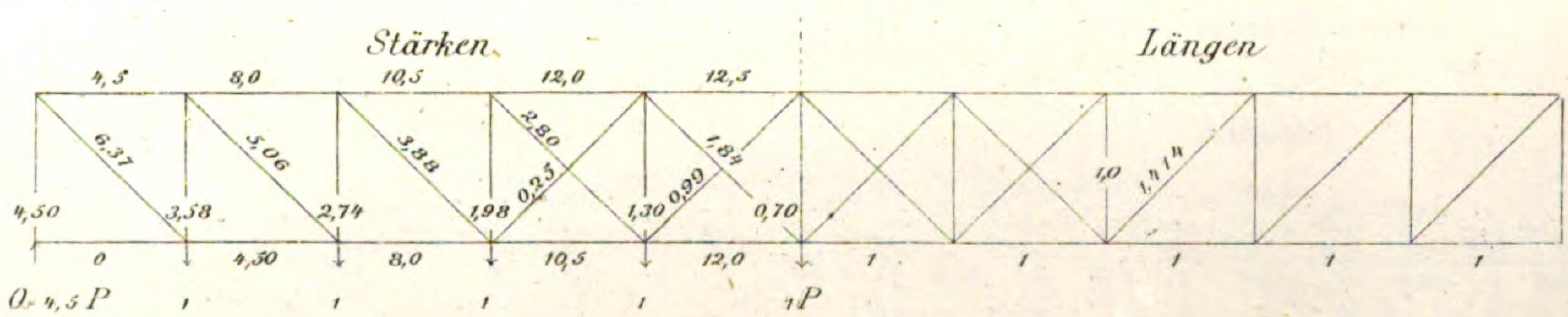
Rechtwinkliger Träger.



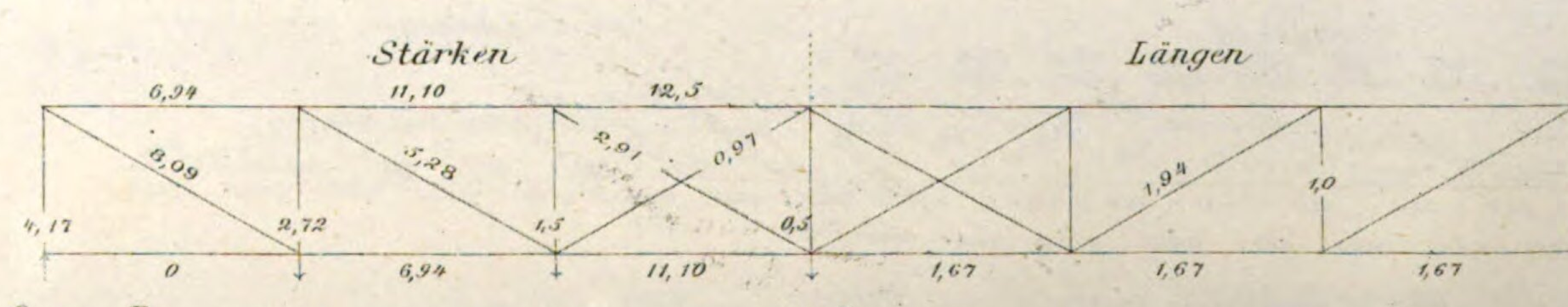
Oberer Rahmen ... 47,5 } 82,5 *Stiele* ... 57,8 } 133,2 *Total* ... 215,7
Unterer Rahmen ... 35,0 } *Bänder* ... 75,4 }



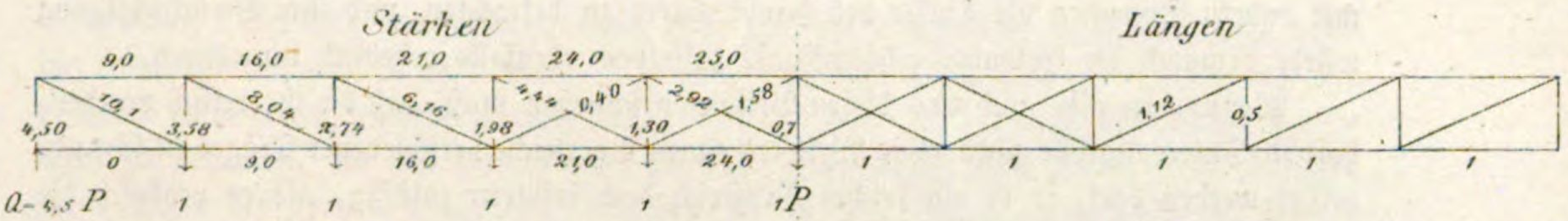
Oberer Rahmen ... 55,56 } 74,08 *Stiele* ... 16,89 } 80,69 *Total* ... 154,77
Unterer Rahmen ... 18,52 } *Bänder* ... 63,80 }



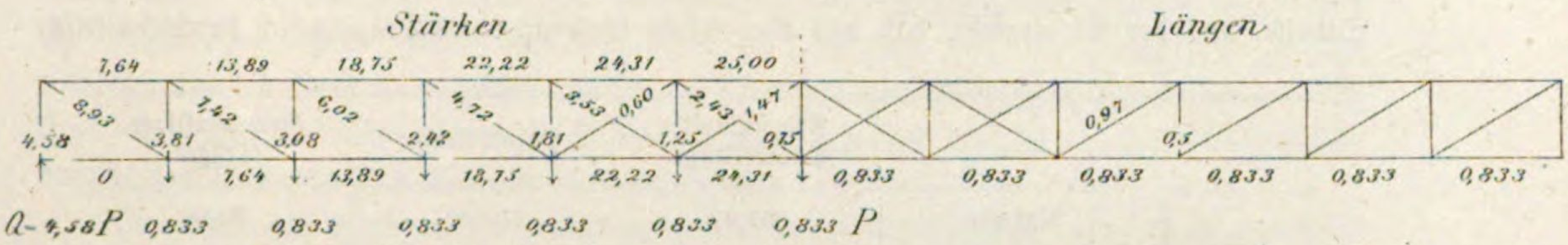
Oberer Rahmen ... 95,0 } 165,0 *Stiele* ... 28,9 } 88,8 ... *Total* 253,8
Unterer Rahmen ... 70,0 } *Bänder* ... 59,9 }



Oberer Rahmen ... 101,80 } 161,93 *Stiele* ... 17,28 } 84,21 *Total* ... 246,14
Unterer Rahmen ... 60,13 } *Bänder* ... 66,93 }

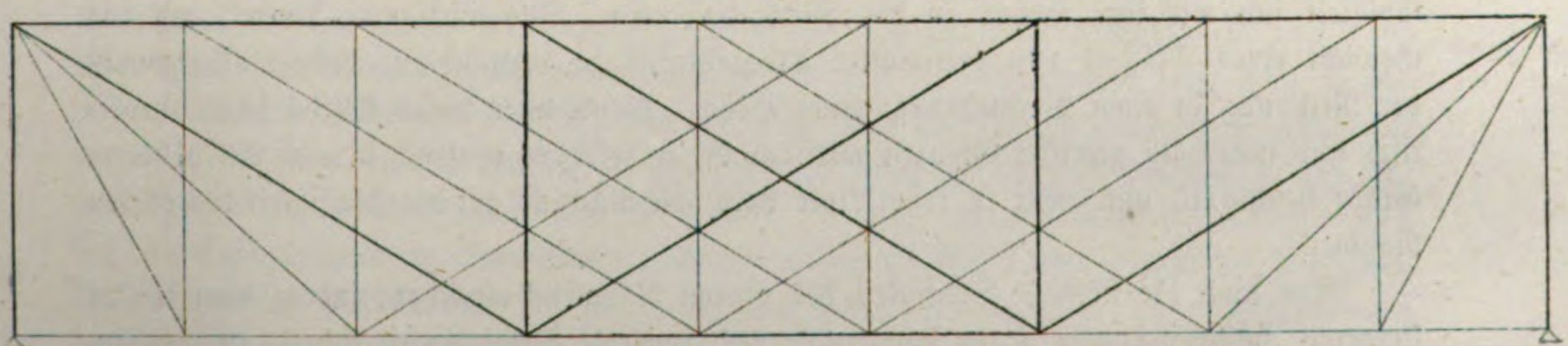


Oberer Rahmen ... 190,0 } 330,0 Stiele ... 14,4 } 89,8 Total ... 419,8
Unterer Rahmen ... 140,0 } Bänder ... 75,4 }



Oberer Rahmen ... 186,36 } 331,05 Stiele ... 17,32 } 85,45 Total ... 416,5
Unterer Rahmen ... 144,69 } Bänder ... 68,13 }

Untersucht man zunächst den Einfluß der verschiedenen Intervallgrößen bei gleicher Trägerhöhe, so findet man ihn bei großer Trägerhöhe bedeutender als bei den kleinen: während für die Trägerhöhe von $\frac{1}{20}$ und $\frac{1}{10}$ der Länge die Anwendung der vortheilhaftesten Intervallgröße die Gewichtsverhältnißzahl durchschnittlich nur um 4 Einheiten verringert, so beträgt dieser Unterschied bei der Trägerhöhe von $\frac{1}{5}$ der Länge im Mittel 38 Einheiten, obgleich im letzten Falle die Gewichtsverhältnißzahl im Ganzen jedesmal viel kleiner ausfällt. Dieser Vortheil der großen Trägerhöhe vermindert sich aber, sowie man zu einer Theilung der Intervalle gezwungen ist; wollte man z. B. den rechtwinkligen Träger mit der Höhe $= \frac{1}{3}$ der Länge anwenden, so würde dies überhaupt nur bei einer größeren Spannweite denkbar sein und dann müßte man entweder die Intervalle theilen oder jedes derselben für sich gleichsam wieder überbrücken. Angenommen man müßte jedes der Intervalle in drei Theile zerlegen, so erhielte man den folgenden Träger, welcher wegen



der steileren Bänder am Auflager eine beträchtlich höhere Gewichtsverhältnißzahl als derselbe Träger mit ungetheilten Intervallen haben wird. Der zweite Fall: die Ueberbrückung der einzelnen Intervalle ist bei einem Träger von diesen Verhältnissen von **Brunel** bei der Chepstow-Brücke *) zur Ausführung gebracht; die Intervallgröße beträgt dort etwa 100 Fuß, und die Träger, welche diese Intervalle überspannen, sind bei einem Vergleiche

*) Siehe Seite 64.

mit andern Systemen als Theile des Hauptträgers zu betrachten, und ihre Berücksichtigung würde demnach die Gewichtsverhältnißzahl desselben ebenfalls erheblich vergrößern.

Wenn man also auch aus diesen Beispielen schließen muß, daß die theoretisch vortheilhafteste Intervallgröße nicht ohne Weiteres einem Vergleiche verschiedener Träger zu Grunde gelegt werden darf, so ist ein solcher Vergleich doch insofern zulässig, als es praktisch die Aufgabe ist, die Trägerhöhe so zu wählen, daß die Benutzung einer der vortheilhaftesten sich nähernden Intervallgröße ermöglicht wird.

Stellt man die Gewichtsverhältnißzahlen der drei Trägerformen bei den verschiedenen Höhen und mit den vortheilhaftesten Intervallgrößen zusammen, so erhält man die folgende Tabelle, aus der sich ergiebt, daß das theoretische Gewicht eines Trägers sich durchschnittlich

		Abgestumpfter Parabelträger	Parabelträger	Rechtwinkliger Träger
Höhe $\frac{1}{5}$ d. Länge	Rahmen	87,02	137,62	74,08
	Stiele und Bänder	65,38	50,03	80,69
	Total	152,40	187,65	154,77
Höhe $\frac{1}{10}$ d. Länge	Rahmen	183,87	256,14	161,93
	Stiele und Bänder	69,48	33,78	84,21
	Total	253,35	289,92	246,14
Höhe $\frac{1}{20}$ d. Länge	Rahmen	375,95	503,08	331,05
	Stiele und Bänder	69,69	20,88	85,45
	Total	445,64	523,96	416,50

auf $\frac{1}{3}$ reducirt, wenn seine Höhe vervierfacht wird; berücksichtigt man, daß die Totalbelastung aller Träger pro Längeneinheit constant angenommen ist, sich aber bei größerer Höhe wegen des geringeren Trägergewichtes vermindern muß, so darf man schließen, daß im Allgemeinen die theoretischen Gewichte von Trägern gleicher Länge und gleicher Tragfähigkeit sich wie ihre Höhen in der Mitte verhalten. Das wirksamste Mittel, um das Gewicht eines Trägers von bestimmter Tragfähigkeit zu vermindern, besteht also gemäß der Rechnung in einer Vermehrung seiner Höhe. Wenn aber dieses Mittel schon theoretisch nur innerhalb gewisser Grenzen wirksam ist, so wird es praktisch in noch viel höherem Grade beschränkt, und zwar in erster Linie durch die Rücksicht auf die Steifigkeit des oberen Rahmens.

Man kann die nöthige Steifigkeit des oberen Rahmens erreichen, indem man ihn in kleineren Zwischenräumen gegen horizontale und verticale Bewegungen sichert, oder indem man ihm eine möglichst große Querschnittsfläche giebt, und ihn dadurch befähigt, sich auf größeren Längen ohne weitere Unterstützung freizutragen.

Das Erste, den oberen Rahmen in kleineren Zwischenräumen abzustützen, ist gleichbedeutend mit der Anwendung kleiner Intervalle, welche jedoch ihrerseits keine Verminderung, sondern eine Vermehrung des Gewichtes zur Folge haben, und zwar um so mehr, je größer die Trägerhöhe ist; die Tabelle zeigt, daß das Gewicht der Verticalconstructionen mit der Trägerhöhe durchschnittlich nicht zunimmt, obgleich die Längen der Stiele — d. h. der Theile, welche gegen Druck widerstandsfähig gemacht werden müssen — sich mit der

wachsenden Trägerhöhe vergrößern; wenn man also die Trägerhöhe vergrößern will, ohne die Intervalle vergrößern zu können, so werden nothwendig die Verticalconstructionen ein größeres zusätzliches Gewicht beanspruchen; dies hat aber bei größerer Trägerhöhe um so mehr zu bedeuten, als das Gewicht der Verticalconstructionen dann schon einen viel größeren Theil des ganzen Trägerwichtes bildet: bei $\frac{1}{20}$ der Länge zur Höhe ist das theoretische Gewicht der Verticalconstructionen durchschnittlich 13 Proc. des ganzen Trägergewichtes, bei $\frac{1}{7}$ der Länge zur Höhe schon 40 Proc. desselben. Je mehr man also die Trägerhöhe vergrößert, je leichter ist es möglich, daß der dadurch erreichte Vortheil des Mindergewichtes der Rahmen durch das Mehrgewicht der Verticalconstructionen aufgehoben oder überwogen wird. Man wird sogar sehr oft genöthigt sein, die Trägerhöhe zu verringern, um die Intervalle größer machen zu können, weil dadurch nicht nur unter allen Umständen die Stabilität befördert, sondern auch häufig aus den im vorigen Paragraphen dargelegten Gründen das Gewicht vermindert wird.

Viel öfter als durch eine Verminderung der Intervallgröße kann man durch eine Vermehrung der Querschnittsfläche des oberen Rahmens ein verhältnißmäßig geringeres Trägergewicht erstreben und erreichen. Bei constanter Trägerhöhe vermehrt sich der erforderliche Rahmenquerschnitt, je geringer die als zuläßig angenommene Spannung pro □″ ist, und je größer die äußere Belastung und das Eigengewicht sind. Die Spannung pro □″ bestimmt sich gewöhnlich durch andere Rücksichten; das Eigengewicht kann man vernünftiger Weise nur vergrößern, indem man für die Fahrbahn eine vollständige Kiesbettung anwendet oder — gleichzeitig mit einer Vermehrung der äußeren Belastung — indem man für zwei Gleise nur eine Fahrbahn und nur zwei Längsträger bestimmt.

Ob für zwei Gleise zwei, drei oder vier Träger das zweckmäßigste seien, darüber sind oder waren die Meinungen getheilt. Gegen zwei Träger hat man oft angeführt, daß die schiefen Belastungen der Querträger beim Passiren nur eines Zuges Verdrehungen und ungleichmäßige Senkungen der Längsträger bewirken müßten; wenn aber die Querträger den schiefen Belastungen entsprechend construirt und nicht etwa auf die große Höhe von vier Fuß oder darüber mit den Längsträgern fest vernietet sind, so können Verdrehungen nicht stattfinden und die ungleichen Senkungen durchaus keinen Nachtheil haben. Viel eher könnten sie bei drei Längsträgern schädlich sein, und dies ist auch gewiß unter allen Umständen die schlechteste Construction von allen; dem mittleren Träger giebt man dann wegen des Aussehens und um die Unterschiede in den Durchbiegungen nicht noch zu vermehren dieselbe Höhe wie den Außenträgern und doch muß er die doppelte Tragfähigkeit derselben besitzen; für eine gewisse Tragfähigkeit ist aber eine gewisse Trägerhöhe und Intervallgröße die zweckmäßigste, und man wird demnach entweder beim Mittelträger oder bei den Außenträgern zu einer Materialverschwendung genöthigt sein; wegen der geringeren Querträgerlänge werden auch die Unterschiede in den Durchbiegungen der Längsträger am leichtesten nachtheilig wirken, und bei einer nicht ganz fachgemäßen Construction entziehen sich diese Wirkungen jedenfalls der Rechnung. Man scheint jetzt auch ziemlich allgemein der Ansicht zu sein, daß entweder zwei oder vier Längsträger den Vorzug verdienen. Liegt die Fahrbahn auf dem oberen Rahmen, so können sich vier Längsträger vielleicht deshalb empfehlen, weil sie eine viel leichtere Construction der Fahrbahn gestatten, im Allgemeinen sind aber gewiß zwei Längsträger das Vortheilhafteste: die lichte Weite einer eingleisigen Brücke soll 13′ 2″ engl., die einer zweigleisigen 24′ 6″ betragen, weshalb man bei zwei Längsträgern nicht nur zwei Fuß an der Pfeilerlänge, sondern auch noch soviel spart wie zwei Träger schmaler sind als vier; das Fahrbahngewicht ist in beiden Fällen ziemlich gleich

und — worauf es hier hauptsächlich ankommt — jeder der beiden Längsträger muß die doppelte Tragfähigkeit haben; dadurch wird die Vermehrung der Trägerhöhe und Intervallgröße ermöglicht, was nach dem Vorigen nicht nur das Gewicht vermindert, sondern auch die Construction vereinfacht und somit in mehrfacher Beziehung vortheilhaft ist. —

Nach diesen Erörterungen wird es klar sein, daß ein constantes Verhältniß der Trägerhöhe zur Trägerlänge sich nicht allgemein festsetzen läßt, sondern in jedem Falle wird die Trägerhöhe wie die Intervallgröße sich gemäß der erforderlichen Tragfähigkeit, der Spannweite, der als zuläßig betrachteten Spannung des Materials pro □″ und gemäß der Trägerform bestimmen. Gewöhnlich wird man bei größeren Spannweiten eine größere Trägerhöhe und bei kleinen eine verhältnißmäßig geringe wählen müssen. Für Spannweiten, bei denen die volle Blechrippe noch vortheilhaft ist, wird man bis auf $\frac{1}{20}$ der Länge zur Höhe oder noch weniger herabgehen können, und $\frac{1}{7}$ oder $\frac{1}{5}$ der Länge zur Höhe wird vielleicht die Grenze sein, welche man erst bei beträchtlich größeren als den bisher ausgeführten Brücken erreichen dürfte.

---

§. 11. Horizontal- und Eckverbindungen.

Außer den bisher betrachteten verticalen Kräften wirken auf jede Brücke noch andere in seitlicher und schräger Richtung, welche gleich jenen gewisse Constructionstheile bedingen. Der Wind und die Stöße der Eisenbahnfahrzeuge, sowie in den meisten Fällen die ungenügende Breite der oberen Rahmen erfordern einen oder zwei Horizontalverbände zwischen den Brückenträgern, wenn nicht die Brücke schon an und für sich auch in seitlicher Beziehung einen hinreichend widerstandsfähigen Träger bildet.

Von den genannten Kräften ist der Wind die einzige, welche sich genauer bestimmen läßt, und zwar wird der Druck desselben bei einer Geschwindigkeit von 120 Fuß pro Secunde auf einen Quadratfuß zu 40 ℔ angegeben. Da er diese Geschwindigkeit in Deutschland schwerlich jemals erreicht, so wird man bei Annahme derselben zugleich den übrigen Kräften genügend Rechnung getragen haben.

Die Vertheilung des von dem Winde ausgeübten Druckes auf die einzelnen Theile einer Brücke ist namentlich durch die Lage der Fahrbahn bedingt. Gewöhnlich liegt die Fahrbahn auf einem der Rahmen und dieser wird dann nicht nur den Druck auszuhalten haben, welcher seine Seitenfläche und die der betreffenden Hälfte der Verticalconstructionen trifft, sondern auch denjenigen, welchen ein die Brücke bedeckender Zug durch die Querträger auf ihn überträgt. Die Querträger bilden mit den beiden durch sie verbundenen Rahmen die Haupttheile eines horizontalen Trägers, zu dessen Vervollständigung man nur die Bänder hinzuzufügen hat. Die Bänder müssen, da der Wind ebensowohl von der einen wie von der andern Seite weht, Kreuzbänder sein, und man kann sie für schiefe Belastungen berechnen, da solche beim Vorrücken eines Zuges auf die Brücke thatsächlich stattfinden. Meistentheils erhält man auf diese Weise für die Bänder so schwache Dimensionen, daß ihre Verstärkung aus rein praktischen Gründen nothwendig wird; eine Verstärkung der Rahmen und Querträger dagegen wegen ihrer Eigenschaft als Theile des horizontalen Trägers wird selbst bei recht großen Spannweiten noch überflüssig sein, und namentlich dann, wenn die Fahrbahn zweigleisig ist. Bei sehr kleinen Brücken ist ein Ho-

rizontalverband überhaupt entbehrlich, da die Befestigung der Querträger allein gegen Verschiebungen oder nachtheilige Schwankungen des Brückenkörpers hinlänglich sichert.

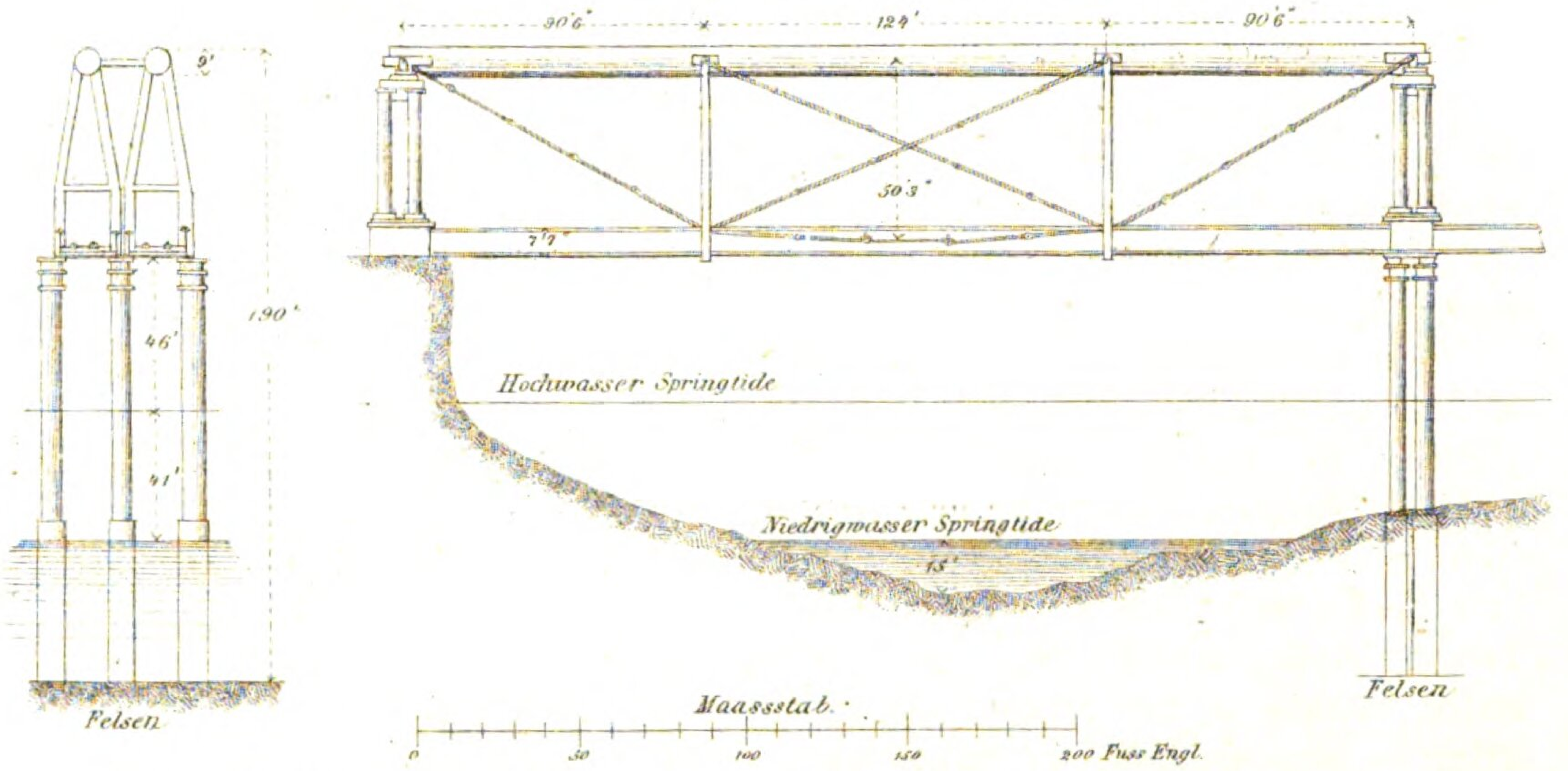
Für die Verbindungstheile der Rahmen, welche die Fahrbahn nicht tragen, findet man durch die Rechnung noch bedeutend schwächere Dimensionen als für den Horizontalverband der Fahrbahn und man wird um so mehr genöthigt sein, diese Dimensionen aus Rücksichten auf Steifigkeit und Dauerhaftigkeit zu verstärken. Für die Horizontalverbände werden deshalb ebenso wie für die Verticalconstructionen große Intervalle wünschenswerth und zweckmäßig sein. —

Liegt die Fahrbahn auf dem unteren Rahmen und genügt die Trägerhöhe nicht, um oberhalb der Fahrbahn die oberen Rahmen mit einander verbinden zu können, so ist man genöthigt, sie gegen die Querträger abzustützen. Dadurch erreicht man allerdings eine genügende Festigkeit, allein da die unvermeidlichen Senkungen der Querträger beim Ueberfahren eines Zuges ein Umkanten der Längsträger nach Innen zu bewirken streben, so ist diese Construction immer mangelhaft. Liegt die Fahrbahn zwischen den Rahmen eines Trägers, so pflegt man die oberen und die unteren Rahmen mit den Querträgern zu verbinden, wodurch zu dem gerügten noch der Uebelstand kommt, daß es dem horizontalen Träger — wenn die Wände der Brücke nicht etwa aus vollem Bleche bestehen — an den Rahmen fehlt; bestehen die Wände aus Gitter oder Fachwerk, so können die Rahmen der Brücke nur durch Vermittelung der Gitter- oder Fachwerksstäbe als Rahmen des horizontalen Trägers wirksam sein, während bei einer Blechbrücke die Wände unmittelbar als Rahmen des horizontalen Trägers auftreten werden.

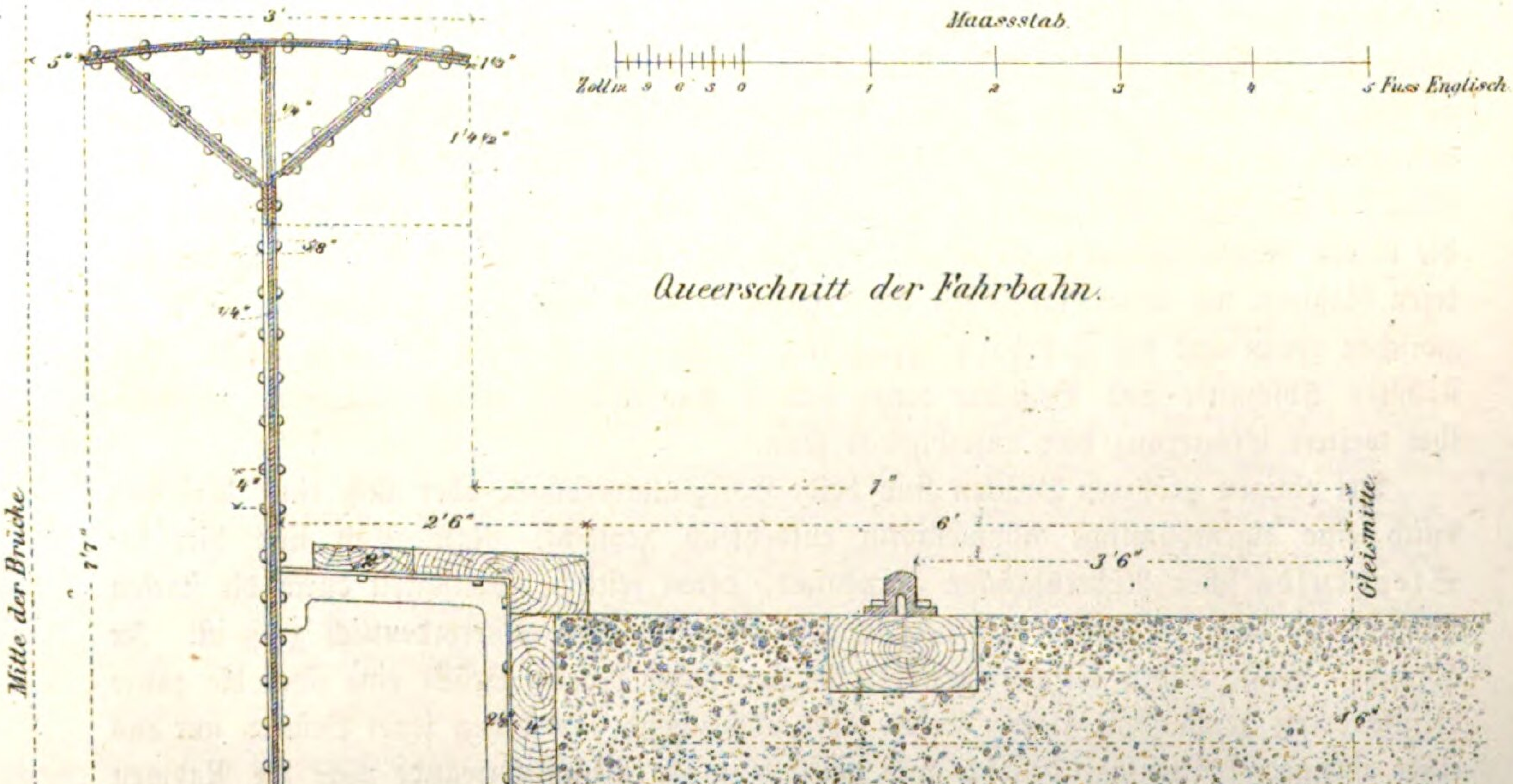
Endlich kann die Fahrbahn noch oberhalb des oberen oder unterhalb des unteren Rahmens liegen, wie dies bei Trägern mit gekrümmten Rahmen bisweilen vorkommt. Beide Fälle sind in Bezug auf die Herstellung einer genügenden Horizontalverbindung höchst ungünstig, weil die Fahrbahn jedesmal besondere Längsträger erfordert, welche mit einem besonderen Horizontalverbande versehen sein müssen. Der erste Fall ist insofern noch günstiger als die Möglichkeit geboten ist, außer dem Fahrbahnverbande noch zwei andere für die beiden Rahmenpaare anzubringen, während im zweiten Falle die Verbindung der unteren Rahmen nur dann stattfinden kann, wenn — was nicht leicht vorkommen dürfte — zwischen ihnen und der Fahrbahn genügender Raum zum Passiren der Züge bleibt. Im nächsten Abschnitte sind Beispiele dieser beiden Anordnungen näher betrachtet, weshalb ihre weitere Erörterung hier unterbleiben kann.

Bei einigen größeren Brücken sind beide Horizontalverbände oder auch einer derselben durch eine eigenthümliche Rahmenform entbehrlich gemacht. Namentlich sind hier die Stephenson'schen Röhrenbrücken zu nennen, deren seitliche Steifigkeit durch die starken Blechwände und die mit ihnen verbundenen Rahmenzellen außerordentlich groß ist. In ähnlicher Weise bilden die Rahmen der Marienburger Nogat-Brücke eine über die ganze Brückenbreite geschlossene Fläche, welche aber abweichend von denen jener Brücken nur aus einer einzigen Plattenlage besteht, und deshalb — da die Gitterwände nicht als Rahmen der horizontalen Träger dienen können — keinen hohen Grad seitlicher Steifigkeit gewähren wird. Bei der Chepstow-Brücke Brunel's bestehen die oberen Rahmen für jedes Gleis aus einer 9 Fuß, oder circa $\frac{1}{33}$ der Länge, im Durchmesser haltenden Röhre, welche nur an zwei Stellen in der Mitte mit der Röhre des Nebengleises leicht verbunden ist und im Uebrigen der horizontalen Abstützung entbehren kann. Eine weitere, schon erwähnte Eigenthümlichkeit dieser Brücke besteht in den großen Intervallen und dem, von den sonst üblichen abweichenden, Fahrbahnverbande. Die Intervallgröße bis zu 124 Fuß bedingt

Brücke über den Wye bei Chepstow. *)



sehr starke Fahrbahnlängsträger, die gleichzeitig als Rahmen des Fahrbahnverbandes dienen müssen und außerdem in dem mittleren Intervall in einer nicht ganz statthaften Weise zur Versteifung der Ketten des unteren Rahmens benutzt sind. Auf dem Fuß der Fahrbahnlängsträger liegen in fünffüßiger Entfernung die Querträger, welche 45° zur Brückenaxe geneigt sind. Vierzöllige Bohlen kreuzen sie unter rechten Winkeln und sind mit ihnen fest



*) Diese wie die folgende Skizze sind dem genannten Aufsatze Culmann's in Förster's Bauzeitung Jahrgang 1852 entlehnt. Ebenda wird für diese Brücke ein ganz unrichtiges Eigengewicht angegeben, weshalb die darauf begründete Rechnung auch falsch ist. —

verschraubt, sodaß ein sehr kräftiger horizontaler Träger hergestellt sein würde, wenn die Bohlenenden an den Fahrbahnlängsträgern befestigt wären. Dies ist jedoch, wie die vorhergehende Skizze zeigt, nicht geschehen, sondern die Bohlenenden ruhen auf einem, von einem zum andern Querträger reichenden, Winkeleisen, welches etwa zwei Fuß von den Fahrbahnlängsträgern entfernt bleibt. Der horizontale Träger ist also nicht vollständig, und ebenso wird die äußere Belastung nicht gleichmäßig über die Blechwände der Fahrbahnlängsträger vertheilt. Trotzdem wird diese Construction der Fahrbahn, namentlich wegen der 18 Zoll dicken Kiesschüttung, sehr solide sein und vermuthlich nur ihrer Kostspieligkeit wegen bis jetzt keine Nachahmung gefunden haben.

Von den erwähnten Ausnahmen abgesehen, wird es im Allgemeinen das Zweckmäßigste sein, jedes der Rahmenpaare durch einen vollständigen Horizontalverband gegen seitliche Schwankungen zu sichern. Man erhält dann als Querschnitt der Brücke ein rechtwinkliges Viereck, dessen Ecken man gewöhnlich in der Absicht die Festigkeit des Ganzen zu vermehren noch besonders verbindet. Diese Eckverbindungen sind aber bei richtiger Construction der einzelnen Brückentheile weder nothwendig noch nützlich, sondern überflüssig und schädlich. Wenn man jeden der vier Träger, aus denen ein solcher Brückenkörper besteht, in genügender Stärke herstellt, so werden zwar je nach dem Grade der Belastung dieser Träger Biegungen derselben stattfinden, welche eine Verschiebung der rechtwinkligen Form des Brückenquerschnittes bewirken müssen, allein diese Verschiebungen sind nicht nachtheilig und der Versuch, sie durch die Eckverbindungen zu verhindern, kann nur zur Folge haben, daß einzelne Theile in einer bei der Berechnung nicht vorgesehenen Weise angestrengt werden. Am auffälligsten zeigt sich dies bei leichten Gitterbrücken, welche die Fahrbahn auf dem unteren Rahmen tragen: Die Belastung der auf eine gewisse Höhe mit dem unteren Rahmen vernieteten Querträger veranlaßt unter Mitwirkung der auf ihnen angebrachten Eckverbindungen eine Biegung der Gitterwände nach einwärts, welche ihrerseits die oberen Rahmen nach auswärts kantet, und dadurch ein sehr merkbares Schwanken und Schlottern des Deckenverbandes bewirkt.



Würden die Querträger auf eine möglichst geringe Höhe mit den Rahmen verbunden sein und die Eckverbindungen fehlen, so könnte die Belastung und Durchbiegung der Querträger bei hinreichender Steifigkeit der gedrückten Theile nur eine Senkung der verticalen Träger veranlassen, an welcher die horizontalen Träger ohne weitere Schwankungen theilnehmen müßten.

Häufig freilich werden die Eckverbindungen nothwendig, weil die Absteifung der Rahmen sich auf andere Weise nicht bewerkstelligen läßt; es ist dann geboten ihre schädlichen Wirkungen durch möglichst hohe und starke Querträger auf das geringste Maaß zu beschränken.

§. 12. Trägerform.

Ein guter Träger muß im Verhältniß zu seiner Tragfähigkeit ein geringes Eigengewicht und eine große Steifigkeit haben, er muß die Anwendung einer für die Construction der Fahrbahn passenden Intervallgröße, sowie eine leichte und sichere seitliche Absteifung gestatten.

Durch Vermehrung der Trägerhöhe kann man bei constanter Tragfähigkeit das Trägergewicht vermindern, aber nicht ohne Beeinträchtigung der Steifigkeit, nicht ohne die zweckmäßigste Intervallgröße zu verändern, und häufig auch nicht ohne die Schwierigkeiten der seitlichen Absteifung zu vermehren. Da bei den verschiedenen Trägerformen von gleicher Tragfähigkeit, die Eigengewichte, die für die einzelnen Constructionstheile erforderlichen Querschnitte, d. i. die Steifigkeit derselben, die zweckmäßigsten Intervallgrößen und die mittleren Trägerhöhen verschieden sind, so wird sich auch je nach den gestellten Anforderungen die Anwendung der einen oder der andern Trägerform in höherem Grade empfehlen.

Aus den im Vorigen (Seite 55 u. s. f.) für die Höhen von $\frac{1}{5}$, $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ der Länge berechneten Trägern lassen sich die Eigenschaften der verschiedenen Formen erkennen:

Die Gewichtsverhältnißzahl oder das theoretische Gewicht des Parabelträgers ist bei den erwähnten Höhenverhältnissen durchschnittlich etwa 20 Proc. größer als das der beiden andern Trägerformen, während diese unter sich höchstens 6 Proc. im Eigengewichte von einander abweichen. Das Gewicht der Rahmen des Parabelträgers übertrifft das der andern Träger durchschnittlich um 53 Proc., und zwar bei der Höhe von $\frac{1}{5}$ der Länge um 70 Proc., bei der Höhe von $\frac{1}{10}$ der Länge um 50 Proc. und bei der Höhe von $\frac{1}{20}$ der Länge nur um 40 Proc. Die Stiele des rechtwinkligen und des abgestumpften Parabelträgers haben — wenn man wie bei den übrigen dieser Vergleiche die vortheilhafteste Intervallgröße zu Grunde legt — bei allen Trägerhöhen dieselbe Gewichtsverhältnißzahl; bei den Stielen des Parabelträgers ist dies nicht der Fall, sondern sie sind bei der Trägerhöhe von $\frac{1}{5}$ der Länge 22, bei der Höhe von $\frac{1}{10}$ der Länge 55, und bei der Höhe von $\frac{1}{20}$ der Länge 63 Proc. leichter als jene. Aehnlich verhält es sich mit den Bändern: Das Gewicht der Bänder des rechtwinkligen und des abgestumpften Parabelträgers ist bei allen Trägerhöhen fast unverändert, während die Bänder des Parabelträgers bei der Höhe von $\frac{1}{5}$, $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ der Länge beziehentlich um 33, 56 und 76 Proc. leichter sind als jene. Das Verhältniß des Gewichts der Verticalconstructionen des Parabelträgers zu dem der andern Träger ändert sich etwas mit dem Verhältniß des Eigengewichtes der Träger zu ihrer äußeren Belastung, was hier jedoch im Ganzen ohne wesentlichen Einfluß ist.

Hinsichtlich der Vertheilung des Materials oder der für die einzelnen Constructionstheile erforderlichen Querschnitte stellt sich der Parabelträger den beiden andern Formen gegenüber ebenfalls sehr abweichend heraus. Die Rahmenquerschnitte in der Trägermitte sind bei allen Formen — gleiche Höhe vorausgesetzt — dieselben; beim Parabelträger bleiben sie aber auf der ganzen Trägerlänge nahezu unverändert, während sie bei dem rechtwinkligen und dem abgestumpften Parabelträger nach dem Auflager hin ganz bedeutend abnehmen und im ersten und letzten Intervall des unteren Rahmens sogar gleich Null werden. Die Querschnitte der Verticalconstructionen des Parabelträgers sind gleichfalls auf seiner ganzen Länge fast constant und vergrößern sich im Ganzen mit zunehmender Trägerhöhe, wobei die Stiele noch die Eigenthümlichkeit zeigen, daß sie hauptsächlich auf Zug angestrengt werden; bei den andern Formen sind die Querschnitte der Verticalconstructionen in der Trägermitte viel schwächer als an den Auflagern und nehmen im Ganzen bei wachsender Trägerhöhe ab, während die Stiele bei dem rechtwinkligen Träger ausschließlich und bei dem abgestumpften Parabelträger hauptsächlich auf Druck angestrengt werden.

Die praktisch erforderliche Steifigkeit der Rahmen und Stiele ist demnach beim Parabelträger viel leichter zu erreichen als bei den andern Formen. Für die Rahmen folgt dies unmittelbar, für die Stiele deshalb — obgleich die theoretischen Querschnitte derselben

verhältnißmäßig schwach sind — weil sie sowohl wegen ihrer durchschnittlich geringen Länge wie wegen des geringen Druckes, welchen sie auszuhalten haben, nur einer geringeren Steifigkeit bedürfen und weil ihr Gewicht nur einen so geringen Theil des Gesammtgewichtes bildet, daß selbst eine Verdreifachung desselben noch keinen nennenswerthen Einfluß auf den Materialverbrauch im Ganzen ausüben würde.

In Bezug auf die Intervallgröße zeigt sich der Parabelträger gleichfalls am günstigsten. Seine steifen Rahmen gestatten den andern Trägerformen gegenüber die größten Intervalle, und da die Untersuchungen über den Einfluß der Intervallgröße (S. 50 u. ff.) diesen beim Parabelträger am geringsten zeigen, so hat man bei ihm überhaupt die größte Freiheit in der Wahl oder Bestimmung der Intervallgröße. —

Ein weiterer Vortheil des Parabelträgers entspringt aus seiner geringen mittleren Höhe: seine seitliche Absteifung wird dadurch in vielen Fällen wesentlich erleichtert und auf den Auflagern meistentheils gänzlich erspart.

Faßt man diese Vortheile des Parabelträgers zusammen, so wirken sie sämmtlich dahin, bei ihm die Anwendung einer größeren Höhe in der Trägermitte zu erleichtern, wodurch allein der Nachtheil seines theoretisch großen Gewichtes aufgehoben werden kann. Es ist aber außerdem zweifellos, daß seine durchweg constanten Rahmenquerschnitte eine sparsamere Construction gestatten als die stark wechselnden Rahmenquerschnitte der andern Trägerformen und er wird deshalb im Allgemeinen bei gleicher Steifigkeit leichter als diese herzustellen sein. Dies kann um so mehr angenommen werden als seine Materialvertheilung bei größeren Trägerhöhen, mit den anderen Formen verglichen, verhältnißmäßig günstiger ist als bei einer geringeren und weil die bei ihm zulässigen größeren Intervalle auch an und für sich eine Materialersparniß zur Folge haben. Unter günstigen Umständen wird aus diesen Gründen der Parabelträger nicht nur den Anforderungen eines guten Trägers am meisten entsprechen, sondern sein Gewicht und seine Kosten werden auch die geringsten sein.

Nach dieser Charakteristik des Parabelträgers werden sich die Unterschiede des abgestumpften Parabelträgers von dem rechtwinkligen Träger mit wenigen Worten angeben lassen: Der abgestumpfte Parabelträger, oder — da die Curve des oberen Rahmens auch eine beliebige sein kann — der Träger mit gekrümmtem oberen Rahmen, bildet den Uebergang vom rechtwinkligen zum Parabelträger und er wird sich dem einen oder dem andern mehr nähern, je nachdem seine Höhe am Auflager mehr oder weniger von der Höhe in seiner Mitte abweicht. Bei den berechneten Beispielen betrug jene die Hälfte von dieser und seine Stärken und Gewichte neigten sich mehr nach der Seite des rechtwinkligen als des Parabelträgers; durch eine geringere Höhe am Auflager wird man das Entgegengesetzte bewirken können, wodurch oft — wenn die bei dem Parabelträger erforderliche Vereinigung der Rahmen unzweckmäßig ist — eine vortheilhafte Construction sich erreichen läßt. —

Wenn nun nach den vorstehenden Erörterungen darüber kein Zweifel sein kann, daß grundsätzlich der Parabelträger vorzugsweise empfohlen werden muß, so ist es doch bei größeren Spannweiten aus mehren Gründen fraglich, ob nicht die Wahl einer der andern Formen zweckmäßiger wird. Die Vortheile des Parabelträgers sind überdies der Art, daß sie sich namentlich bei kleineren Spannweiten geltend machen: Wächst die Spannweite so weit, daß die Trägerhöhe in der Mitte etwa 20 Fuß beträgt, so sind nicht allein bei den andern Trägerformen die wechselnden Rahmenquerschnitte leichter herzustellen, sondern auch genügend große Intervalle sind bei ihnen schon zulässig und namentlich ist — wenn die

Fahrbahn auf den unteren Rahmen liegt — der Horizontalverband des oberen Rahmens in einer soliden Weise durchzuführen, während dies bei dem Parabelträger nicht möglich ist. Man hat unter solchen Umständen trotzdem den Parabelträger mehrfach angewandt, indem man entweder seine oberen Rahmen auf eine kurze Strecke in der Trägermitte gegen einander absteifte, oder indem man die Fahrbahn unter den unteren Rahmen hing. Die Solidität der ersteren Construction ist zweifelhaft, und die zweite erfordert besondere Fahrbahnlängsträger und andere Hülfsconstructionstheile, wodurch die durch den Parabelträger erzielte Materialersparniß sehr leicht aufgehoben oder überwogen werden kann. Man wird wahrscheinlich in solchem Falle besser thun den rechtwinkligen Träger zu wählen: Wenn die Herstellung seiner Rahmen auch schwieriger ist, so erspart man dagegen die Fahrbahnlängsträger und kann beide Rahmen durch einen vollständigen Horizontalverband sichern, wodurch im Ganzen vermuthlich nicht nur an Material erspart, sondern auch an Einfachheit und Güte der Construction gewonnen wird.

Wird endlich die Spannweite so groß, daß die Trägerhöhe in der Mitte die für die Durchfahrt der Eisenbahnzüge nothwendige bedeutend übertrifft, so kann man sich durch Anwendung des abgestumpften Parabelträgers dem Parabelträger wieder um so mehr nähern, je größer die Spannweite ist. Indem man dann die Trägerhöhe auf den Enden möglichst gering macht, erleichtert man die Absteifung auf den Pfeilern und erspart gleichzeitig Pfeilerlänge und Pfeilerhöhe; ferner erhält man auf den Auflagern die theoretisch größtmöglichen Stärken in den Rahmen, wodurch es leichter wird für sie eine Form zu finden, welche sich ihren verschiedenen Querschnitten zweckmäßig anschließt; endlich gestattet der Träger mit gekrümmten oberen Rahmen kleinere Intervalle als der rechtwinklige, ein Vortheil, welcher bei großen Spannweiten deshalb besonders wichtig ist, weil man dann gewöhnlich zu einer Theilung der theoretisch vortheilhaftesten Intervalle veranlaßt wird und weil die Verticalconstructionen wegen der verhältnißmäßig größeren Trägerhöhe überhaupt schon von größerer Wichtigkeit sind.

Es braucht kaum bemerkt zu werden, daß diese Andeutungen über die Anwendung der verschiedenen Trägerformen keineswegs als überall maaßgebend hingestellt werden sollen; es soll weniger eine bestimmte Trägerform als für jeden speciellen Fall die Bearbeitung verschiedener Entwürfe mit Berücksichtigung aller beeinflussenden Umstände empfohlen werden, und die Untersuchungen des nächsten Abschnittes werden ergeben, daß gerade die beiden Brücken, welche sich als die besten herausstellen, eine von der hier als zweckmäßig erachteten abweichende Trägerform haben.

---

§. 13. Spannweite.

Wenn beim Entwurfe einer Brücke die Weite der Oeffnungen nicht von vorne herein durch die Localverhältnisse gegeben ist, so muß man sie gewöhnlich so bestimmen, daß die Summe der Pfeiler- und Oberbaukosten möglichst gering wird. Die Kosten der Pfeiler ergeben sich je nach ihrer Höhe, dem Baugrunde, den Materialpreisen und manchen andern Umständen sehr verschieden; die des Oberbaues werden hauptsächlich durch das System desselben, und speciell bei Balkenbrücken von Schmiedeeisen, durch das Eigengewicht bedingt. Je leichter man den Oberbau construiren kann, um so billiger wird er werden, und indem er dann die Wahl weiterer Oeffnungen gestattet, wodurch die Zahl der Pfeiler

geringer wird, vermindert er in zweifacher Beziehung die Totalkosten der Brücke. Weil aber die Pfeilerkosten in jedem speciellen Falle anders ausfallen, so läßt sich allgemein über die Wahl der Spannweite nichts sagen, und es soll hier nur nochmals auf die Klett'sche Tabelle (Seite 44) hingewiesen werden, welche auch in dieser Beziehung einige Anhaltspunkte für überschlägliche Berechnungen bietet.

Nach dieser Tabelle kostet der Oberbau für:

2 Oeffnungen à	Thlr.	1 Oeffnung à	Thlr.	Differenz
32'	2160	64'	3200	1040 Thlr.
64'	6400	127'	9600	3200 Thlr.
96'	12400	191'	22470	10070 Thlr.
127'	19200	255'	38400	19200 Thlr.
159'	31200	319'	58600	27400 Thlr.
191'	44940	380'	ca. 80000	35060 Thlr.
223'	60260	445'	ca. 112000	51740 Thlr.

sodaß die Zahlen der letzten Spalte die Summen angeben, welche bei zwei kleineren Oeffnungen für den Mittelpfeiler verausgabt werden dürfen, wenn es nicht billiger sein soll, eine Oeffnung von doppelter Größe zu wählen. Die Anwendung mehrer Spannweiten von 30 oder 60 Fuß wird demnach selten zweckmäßig sein, und es bedarf keineswegs ganz ungewöhnlicher Verhältnisse, um die Wahl von 400 Fuß oder darüber weiten Oeffnungen zu rechtfertigen. —

Unter Umständen, welche der Errichtung von Pfeilern unerhörte Schwierigkeiten entgegenstellen, oder welche die Theilung der gegebenen Brückenlänge aus andern Rücksichten verbieten, könnte sich eine Wiederholung des Falles ereignen, welcher vor 18 Jahren bei der Britannia- und Conway-Brücke eintrat, daß nämlich die Möglichkeit eines festen Balkens von der verlangten Länge fraglich sein würde. Man dachte damals zuerst an eine Kettenbrücke, gelangte aber durch sehr umfangreiche Experimente zu den weltbekannten Röhren, welche die in jener Zeit fast fabelhafte und noch jetzt unübertroffene Lichtweite von 460 Fuß engl. mit vollkommener Sicherheit überspannen.

Seitdem sind in Europa und Amerika mehrfache Versuche gemacht, um die bewegliche Kette in einen festen Balken zu verwandeln, wahrscheinlich weil man glaubte, daß diese Constructionsart, welche für Menschen und Pferde mit Vortheil bei großen Spannweiten angewandt ist, auch für Eisenbahnen die beste sein müsse. Bis jetzt scheint man jedoch zu keinem befriedigenden Ergebniß gelangt zu sein.

Die Drathseilbrücke über den Niagara *) ist mittelst hölzerner Fahrbahnlängsträger versteift und wird, soviel mir bekannt, von Eisenbahnfahrzeugen mit geringer Geschwindigkeit befahren, ohne daß man deshalb versucht sein könnte, sie für eine feste Brücke zu halten.

Die vom Oberinspector Schnirch in Wien für etwa 250 Fuß Spannweite erbaute Kettenbrücke**) wird meines Wissens ebenfalls seit mehren Jahren ungehindert von Eisenbahnzügen passirt, jedoch abgesehen von dem erlangten Grade der Steifigkeit und etwaigen sonstigen Mängeln hat dieses System für große Spannweiten deshalb kein allgemeines Interesse, weil die Ketten nur $\frac{1}{20}$ Pfeil haben dürfen. Bei so geringem Pfeil können

*) Preußische Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1862, S. 377 u. ff.

**) Förster's Bauzeitung, Jahrgang 1860, S. 220 u. ff.

diese Brücken einschließlich der Rückhaltketten nicht leichter werden als ein fester Balken von etwa $\frac{1}{10}$ der Länge zur Höhe, und die Schnirch'sche Brücke — obgleich die Ketten mit etwa 16000 ℔ pro □" ihres Querschnittes belastet sind — wiegt ungefähr ebensoviel wie die Pauli-Klett'schen Brücken. Es ist also nicht recht zu begreifen, worin die Vortheile der „ersten dies- und jenseits des Oceans ausgeführten Kettenbrücke für den Locomotivbetrieb" bestehen, und keinenfalls kann man sich von dem Schnirch'schen System für sehr große Spannweiten besondere Leistungen versprechen.

Neuerdings sind von Köpcke*) und Schwedler**) Berechnungen „fester Hängebrücken" aufgestellt, und der Letztere giebt auch das Gewicht einer festen Hängebrücke mit einer Mittelöffnung von 160 und zwei Seitenöffnungen von 80 Fuß an. Dieses Gewicht ist aber, trotz der für das gewählte System günstigsten Eintheilung der ganzen Brückenlänge, mit dem einer Balkenbrücke verglichen, durchaus nicht gering, und man ist deshalb vorläufig nicht zu der Annahme berechtigt, daß dieses System bei andern Spannweiten ein besonders geringes Gewicht ergeben sollte.

Die Lösung des Problems der versteiften Kettenbrücke kann aber nur dann befriedigend genannt werden, wenn sie mit einem Materialaufwande erreicht wird, welcher den einer gewöhnlichen Kettenbrücke nicht erheblich übersteigt, weil sonst der Hauptvortheil dieses Constructionssystemes — die aus seiner Leichtigkeit entspringende Billigkeit — eingebüßt wird. Die Möglichkeit einer glücklichen Lösung würde ich bezweifeln, denn auch bei den andern Systemen ist die Erreichung der nothwendigen Steifigkeit diejenige Rücksicht, welche der Spannweite Grenzen setzt. Bei dem schmiedeeisernen Bogen, welcher theoretisch dasselbe Gewicht wie die Kette hat, wird — nach den ausgeführten Brücken zu urtheilen — der ganze Vortheil der theoretischen Leichtigkeit durch das zur Herstellung der Steifigkeit aufzuwendende Material absorbirt; bei den bis jetzt erbauten Balkenbrücken konnte man ohne Anwendung unnöthig großer Dimensionen eine genügende Steifigkeit erzielen: Stephenson gab den Röhren der Britannia-Brücke eine Breite von $14\frac{1}{4}$ Fuß, d. i. $\frac{1}{32,3}$ der Länge, was bei den sehr starken Blechwänden ohne Zweifel hinreicht; Brunel gab dem oberen Rahmen der Royal-Albert-Brücke $\frac{1}{26}$ der Länge zur Breite, ein Verhältniß, welches im Allgemeinen gewiß als die zuläßige Grenze bezeichnet werden muß; bei größeren Spannweiten ist man demnach gezwungen die Breite des oberen Rahmens zu vermehren, wodurch die Aufwendung zusätzlichen Materials an irgend einer Stelle unvermeidlich wird; entweder muß man die Fahrbahn verbreitern, oder — was seine Schwierigkeiten haben dürfte — den oberen Rahmen breiter machen als die Fahrbahn. Bei einer Spannweite von 1000 Fuß erhielte man also eine Breite des oberen Rahmens von etwa 40 Fuß, woraus indeß für eine zweigleisige Brücke noch kein übermäßiges Gewicht folgen würde. Als Anhang habe ich beispielsweise die Skizze des Entwurfes einer solchen Brücke mitgetheilt.

Wenn jedoch die Aufgabe gestellt wäre, eine eingleisige Brücke von 1000 Fuß Spannweite zu construiren, so könnte man sich zur Halbirung dieser Spannweite vielleicht mit Vortheil der Kette bedienen. Die Kette würde dann in ihrer Mitte als Auflager für je ein Ende der beiden 500 Fuß langen Träger zu benutzen sein, und von diesem Auflager aus wäre eine Absteifung der Enden der beiden oberen Rahmen möglich. Für die letzteren genügte dann eine Breite von etwa 20 Fuß, die sich ohne beträchtliches Mehrgewicht

*) Hannöv. Zeitschr. d. Arch. u. Ing. Ver. 1860. S. 346 u. ff.

**) Preuß. Zeitschr. f. Bauwesen, 1861. S. 73 u. ff. 1862. S. 301.

herstellen ließe. Die verticalen Schwankungen der Kette würden durch diese Belastungsart vollkommen beseitigt sein, ihre Senkungen wären wahrscheinlich ohne Nachtheil, und die hauptsächlichste Schwierigkeit würde darin bestehen, einen hinreichend kräftigen horizontalen Träger herzustellen. Es ist oben (§. 11) gesagt, man könne den Winddruck gerne mit 40 ℔ pro □″ der gedrückten Fläche in Rechnung stellen, weil man für den Horizontalverband immer sehr schwache Dimensionen erhalten würde; dies ist im vorliegenden Falle nicht mehr richtig: einestheils weil ein einziger Horizontalverband für beide Rahmen und für die Kette auf die ganze Länge von 1000 Fuß dienen muß, und anderntheils weil der Horizontalverband in der Mitte der Spannweite die stärksten Rahmen verlangt, also gerade da, wo die unteren Rahmen der beiden Träger am schwächsten sind. Die unteren Rahmen müßten aus diesem Grunde bedeutend verstärkt werden, und das Gewicht des Fahrbahnverbandes würde einen nennenswerthen Theil des Gesammtgewichtes bilden.

Indeß würde die Berücksichtigung dieses Umstandes auch die Ueberwindung größerer Spannweiten noch nicht unmöglich machen; ebenfalls im Anhange habe ich die Skizze des Entwurfes einer zweigleisigen Brücke von 2000 Fuß Spannweite mitgetheilt und dabei die Kette zur Gewinnung eines Stützpunktes in der Mitte der Oeffnung verwandt; das Gewicht der Brücke beträgt, wie bei der Skizze für 1000 Fuß Spannweite, (1000 + 51) ℔ pro laufenden Fuß Gleis; das Gewicht des Horizontalverbandes für die Spannweite von 2000 Fuß übertrifft aber dasjenige für zwei Spanweiten von 1000 Fuß schon um 30000 Ctr., woraus sich auf die Opfer schließen läßt, welche man bei einer weiteren Vermehrung der Spannweite der seitlichen Steifigkeit zu bringen gezwungen wäre.

Die Aufstellung von Projekten für größere Spannweiten als 2000 Fuß würde in der angedeuteten Weise oder durch eine fortgesetzte Theilung mittelst zwei oder drei Ketten keine Schwierigkeiten haben, allein auch kein Interesse. Die Schwierigkeiten der Ausführung werden thatsächlich die Grenzen der Spannweite bestimmen und es bleibt abzuwarten, was die Zukunft in dieser Beziehung leisten wird.

---

§. 14. Entwurf von Brücken.

Den Entwurf einer Brücke kann man in drei Theile zerlegen: der erste umfaßt die allgemeinen Anordnungen, wie Zahl und Weite der Oeffnungen, Material des Oberbaues und der Pfeiler, Höhenlage und Breite der Fahrbahn, die Ermittelung des für die Construction unterhalb der Fahrbahn verwendbaren Raumes, u. dgl. m. Diese für den Entwurf der Brücke bedeutsamsten Bestimmungen ergeben sich aus den Localverhältnissen, den disponibeln Geldmitteln und Arbeitskräften, aus dem zu erwartenden Verkehr, aus dem Gewicht der Lokomotiven, welche die Bahn befahren sollen, u. s. w. Von all' diesen Dingen ist bisher nicht die Rede gewesen und da ihre Erörterung ein vollständiges Lehrbuch der Brückenbaukunde erfordern würde, sollen sie nur erwähnt werden, um ihren innigen Zusammenhang mit dem zweiten Theile des Entwurfes anzudeuten.

Der zweite Theil des Entwurfes hat zur Aufgabe, die allgemeinen Umrisse, in welchen ihm das Projekt überliefert worden, weiter auszuführen. Ihm liegt ob, die einzelnen Constructionstheile in der zweckentsprechendsten Weise zu bestimmen und die für sie erforderlichen Stärken zu berechnen. Dieser Theil allein ist bisher betrachtet worden, und zwar

unter der ausdrücklichen Voraussetzung, daß es sich um eine schmiedeeiserne Balkenbrücke handle. Wie die einzelnen Theile derselben zu berechnen und unter verschiedenen Umständen anzuordnen sind, das ist in den vorigen Paragraphen zu zeigen versucht, und ein weiteres Eingehen auf diesen, wenn auch nur kleinen Bruchtheil der Brückenbaukunde ist ohne Annahme eines speciellen Falles nicht möglich. Ein specieller Fall kann sich aber nur aus den Ermittelungen des ersten Theiles des Entwurfes ergeben und deshalb läßt sich der eine nicht getrennt vom andern behandeln. Die Aufgabe des Entwurfes einer Brücke besteht jedesmal darin, aus einer meistentheils ziemlich großen Anzahl gegebener und bekannter Größen die unbekannte zu entwickeln, und in dieser Auffassung bilden alle Theile des Entwurfes ein einziges, unzertrennliches Ganzes.

Da, wie gesagt, der gegebenen Größen gewöhnlich ziemlich Viele sind, so ist die Rechnung mit ihnen weitläuftig, und häufig wird es leider vorgezogen „praktisches Talent" an ihre Stelle zu setzen. Hagen, in seiner vor fast 40 Jahren erschienenen „Beschreibung neuerer Wasserbauwerke" sowohl, wie in dem dritten Theile seiner „Wasserbaukunst" klagt bitter darüber, daß die Jünger der letzteren so wenig zu theoretischen Erörterungen geneigt seien, und dieselbe Klage kann man mit demselben Rechte über die Brückenbaukünstler führen. Man findet zwar häufig Brückenbeschreibungen von weitläuftigen Rechnungen begleitet, allein diese erstrecken sich nicht auf Nebensachen, wie Ermittelung der zweckmäßigsten Trägerhöhe und Intervallgröße; sie verschwenden keinen Raum mit Untersuchungen über die vortheilhafteste „Maschenweite" oder über den Einfluß der Querträgerentfernung auf die Verticalconstructionen; sie beschränken sich meistentheils auf Studien über die Natur der elastischen Linie, und die wichtigsten Fragen sind von vorneherein durch Axiome beantwortet, von denen dann überall nicht weiter die Rede ist. Oft herrschen auch gewisse Brückenformen epidemisch über größere Länderstrecken, und dann reduciren sich die zur Aufstellung eines neuen Entwurfes nöthigen Rechnungen auf die chablonenhafte Lösung einiger Formeln, welche sich vollständig für den Gebrauch fertig auf zwei oder drei Duodezseiten irgend eines Vademecums zusammengestellt finden.

Mit so leichter Mühe kann man weder eine gute Brücke noch sonst ein gutes Bauwerk herstellen, sondern vor Allem dieser Theil des Entwurfes erfordert zur Bildung eines motivirten Urtheils in jedem besonderen Falle die Berechnung einer Anzahl verschiedener Systeme. Das praktische Talent hat im dritten Theile des Entwurfes, welcher die Construction im engeren Sinne des Wortes umfaßt, genügende Gelegenheit sich zu bewähren. Die zweckmäßige und dauerhafte Verbindung der vielen Stücke, aus welchen eine Brücke zusammengesetzt ist, bildet einen nicht minder wichtigen Theil des Entwurfes wie die beiden andern, und es ist leicht einzusehen, daß er vom zweiten ebenso unzertrennlich ist wie der erste.

Der Entwurf von Brücken ließe sich also nur durch die vollständige Bearbeitung bestimmter Fälle erläutern, durch sogenannte Musterentwürfe. Derartige in der Luft schwebende Projekte haben aber immer ihr Mißliches und namentlich deshalb, weil die individuelle Ansicht des Entwerfenden nie ganz zu eliminiren ist, und die Musterentwürfe aus diesem Grunde mehr oder weniger mangelhaft ausfallen müssen.

Zur Prüfung und Erläuterung der in diesen Abschnitten entwickelten Grundsätze habe ich deshalb einen andern Weg eingeschlagen und im nächsten Abschnitte eine Anzahl vorhandener Brücken näher untersucht, berechnet und mit einander verglichen. Für den Entwurf wie für die Beurtheilung einer Brücke sind dieselben Grundsätze maaßgebend, aber freilich kann diese ebensowenig wie jener tadelfrei sein. Die Kritik wird deshalb von dem

erstrebten Ziele der Unparteilichkeit weit entfernt bleiben und sie soll nur als unvermeidliche Ergänzung der Rechnungen, welche sie begleitet, betrachtet werden.

Unter der Voraussetzung, daß die Rechnungen und Vergleiche auch denen, welche mit der Kritik nicht einverstanden sind, die unbefangene Würdigung der betrachteten Bauwerke erleichtern werden, habe ich mich zur Mittheilung der nachstehenden, ebenso mühsamen wie langwierigen Arbeit entschlossen.

III. Abschnitt.

Betrachtung bestehender Balkenbrücken.

§. 1. Vorbemerkungen.

Unter den zahlreichen vorhandenen Beschreibungen von Balkenbrücken giebt es wenige, welche zuverlässige und hinlänglich specialisirte Angaben über das Eigengewicht ihrer einzelnen Theile enthalten, und die Wahl der im Folgenden näher untersuchten Modellträger und Brücken ist deshalb hauptsächlich durch die Rücksicht auf diesen Punkt bedingt. Es war meine Absicht, jede der drei Hauptgattungen: die Blech-, Gitter- und Parabelbrücken, in mehren von verschiedenen Nationen ausgeführten Beispielen vorzuführen, allein nicht nur dies war mir unmöglich, sondern ich konnte überhaupt nicht die gewünschte Anzahl hinreichend vollständiger Beschreibungen ausfindig machen. Aus diesem Grunde sind mehre Brücken aufgenommen, über welche entweder nur lückenhafte Mittheilungen bekannt geworden sind oder deren angegebenes Gewicht mit den Resultaten einer vorgenommenen sorgfältigen Berechnung nicht in Uebereinstimmung befunden wurde. Die daraus entsprungenen Unsicherheiten und Zweifel sind jedesmal bemerkt und wenn sie nothwendig einen nachtheiligen Einfluß auf die Richtigkeit der Schlüsse im Einzelnen ausüben müssen, so glaube ich, werden sie doch das Endresultat im Ganzen nicht beeinträchtigen.

Noch bemerke ich, daß die Amerikanischen Brücken absichtlich unberücksichtigt geblieben sind. Jenseits des Oceans baut man nach Europäischen Begriffen zu leichtsinnig, und jene Bauwerke lassen sich deshalb nicht unmittelbar mit diesen vergleichen.

Um die betrachteten Brücken im Ganzen und in ihren einzelnen Theilen mit einander vergleichen zu können, war es nothwendig, ihre Gewichte gleichmäßig zusammenzustellen und die Berechnung bei allen nach denselben Grundsätzen vorzunehmen. Die einzelnen dabei in Betracht kommenden Punkte sind nachstehend erörtert:

Maaß und Gewicht. Jede Brücke ist in dem Maaß und Gewicht berechnet, in welchem die Ausführung erfolgt oder welches der benutzten Beschreibung zu Grunde gelegt ist. Für den Vergleich ist eine Reduction der Hauptzahlen auf Preußisches Maaß und Zollgewicht vorgenommen.

Stützweite. Als maaßgebende Spannweite jeder Brücke ist die je nach Größe und Gewicht derselben um einige Fuß vermehrte Lichtweite angenommen und nach dem Vorgange der Klett'schen Tabelle mit „Stützweite" bezeichnet.

Fahrbahngewicht. Das constante, von der Spannweite ziemlich unabhängige, Gewicht einer Brücke bildet die Fahrbahn, d. h. die Querträger, Schwellenträger, Lang- und Querschwellen, Belag, Kies, Schienen, sowie die zur Befestigung oder Haltung dieser

Theile unmittelbar erforderlichen Gegenstände. Dieses Gewicht ist mit „Fahrbahngewicht" bezeichnet. —

Trägergewicht. Das übrige, hauptsächlich von der Spannweite abhängige, Gewicht ist mit „Trägergewicht" bezeichnet, und umfaßt die Rahmen, die Verticalconstructionen (d. i. die Wände), die Vertical- und Horizontalverbände (jedoch excl. der Fahrbahnquerträger) und die Fahrbahnlängsträger sammt ihrer Befestigung an den betreffenden Rahmen.

Die Fahrbahnlängsträger gehören zwar eigentlich zum constanten Gewicht, weil sie aber nur durch eine besondere Trägerform bedingt werden, sind sie als eine Ergänzung derselben zu betrachten und dem „Trägergewicht" zuzurechnen.

Das Gewicht der Auflager, insofern es nicht etwa zur Versteifung der Träger dienend an denselben befestigt ist, ist nicht als zum Oberbau der Brücke gehörig betrachtet und deshalb nirgends berücksichtigt. —

Eigengewicht. Bezeichnet man das „Fahrbahngewicht" mit a pro laufenden Fuß Gleis, die „Stützweite" mit l, und das für eine Oeffnung und ein Gleis vorhandene „Trägergewicht" dividirt durch das Quadrat der „Stützweite" mit b, so hat man analog der Schwedler'schen Bezeichnung das Eigengewicht der Brücke = (a + bl) *U* pro laufenden Fuß Gleis.

Nutzbares Gewicht. Wenn man die nutzbaren Querschnitte der Rahmen und Verticalconstructionen mit ihren Längen und dem Gewicht der Einheit multiplicirt, so erhält man das „nutzbare Gewicht" der Brücke. Uebereinstimmend mit der gewöhnlichen Annahme sind bei den im Zug liegenden Constructionstheilen die Nietlöcher abgezogen, um ihre nutzbaren Querschnitte zu erhalten; bei den gedrückten ist dieser Abzug nicht gemacht.

Das „nutzbare Gewicht" einer Brücke wird einen um so kleineren Theil ihres Trägergewichtes bilden, je unvortheilhafter die Laschen angeordnet, je kleiner die einzelnen Eisenstücke sind und je mehr Material zur Versteifung und seitlichen Befestigung der einzelnen Constructionstheile aufgewandt ist. Eine Brücke wird also um so besser construirt sein, je mehr sich ihr „nutzbares Gewicht" ihrem „Trägergewicht" nähert.

Theoretisches Gewicht. Jede Brücke ist für eine äußere Belastung pro Gleis von 2092 Zollpfund pro laufenden Fuß preuß. berechnet, und daraus ist der größte Zug und Druck pro □" gefunden, den ihre Rahmen an irgend einer Stelle auszuhalten haben. Unter der Annahme, daß alle Constructionstheile der Brückenträger diesen größten Zug oder Druck aushalten sollen, sind dann ihre Querschnitte bestimmt, und das aus diesen sich ergebende Gewicht ist „Theoretisches Gewicht" der Brücke genannt.

Das „theoretische Gewicht" wird sich um so mehr dem „nutzbaren Gewicht" nähern, je zweckmäßiger die Construction dem System und das System den Verhältnissen angepaßt ist. Beispielsweise werden Beide für den oberen Rahmen eines Parabelträgers einander fast gleich sein können, während sie in einer vielfach versteiften Gitterwand ganz bedeutend von einander abweichen müssen. Das Streben wird bei der Construction einer Brücke also stets dahin gerichtet sein, mit dem nutzbaren das theoretische Gewicht so wenig wie möglich zu überschreiten.

Die gekuppelten Brücken sind etwas abweichend behandelt. Mit dem annähernd gefundenen größten Zug und Druck pro □" ihrer Rahmen ist das theoretische Gewicht der Einzelträger für dieselben Stützweiten berechnet. Um bei Trägern, welche über ungleiche Oeffnungen gekuppelt sind, das Gewicht in der Form (a + bl) *U* ausdrücken zu können, ist das arithmetische Mittel der Stützweiten ihrer einzelnen Oeffnungen zu Grunde gelegt.

Da das theoretische Gewicht gekuppelter Träger kleiner ist als das der entsprechenden Einzelträger, so müßte sich durch dieses Verfahren der Vortheil der ersteren durch ein besonders günstiges Verhältniß des nutzbaren zum theoretischen Gewichte bemerkbar machen.

Normales Gewicht. Um die Eigengewichte der betrachteten Brücken mit einander zu vergleichen, ist für jede ein „Normalträger" berechnet. Dieser Normalträger ist rechtwinklig, hat $\frac{1}{10}$ der Länge zur Höhe und quadratische Intervalle, welche durch Stiel und Band ausgefüllt sind. Sein „Trägergewicht" ist pro Gleis zu (61) Zollpfund pro laufenden Fuß preuß. angenommen und die Querschnitte seiner einzelnen Theile sind für eine äußere Belastung pro Gleis von 2092 Zollpfunden pro laufenden Fuß preuß. berechnet; seine „Stützweite" und sein „Fahrbahngewicht" sind gleich denen der betreffenden Brücke, und der größte in den Rahmen derselben stattfindende Zug und Druck pro □" ist für ihn durchweg der Berechnung seiner Stärken zu Grunde gelegt. Das Gewicht dieses „Normalträgers" ist das „normale Gewicht" der Brücke genannt, und sie wird um so leichter sein, je mehr ihr „Trägergewicht" sich dem normalen nähert.

Streng genommen ist dieser Maaßstab freilich nicht richtig: das für den Normalträger angenommene Trägergewicht von (61) ℔ kann nicht für alle Spannweiten bei derselben Trägerhöhe, den verschiedenen Fahrbahngewichten und den verschiedenen Belastungen pro □" als gültig betrachtet werden. Sehr groß kann der dadurch herbeigeführte Fehler aber auch nicht sein, weil das Fahrbahngewicht und die äußere Belastung — namentlich bei kleineren Brücken — einen so großen Theil des Totalgewichtes bilden und der Einfluß des Trägergewichtes deshalb mehr oder weniger in den Hintergrund tritt. Zur Rechtfertigung dieser Methode läßt sich namentlich auch anführen, daß die hauptsächlichsten Eigenthümlichkeiten der Brücke bei ihr berücksichtigt werden, und bis man weiß, nach welchem Gesetz das Gewicht einer Brücke bei zunehmender Spannweite — oder bei einer sonstigen Aenderung der Verhältnisse — wachsen soll, weiß ich keinen besseren Weg einzuschlagen. —

Schwedler vergleicht Brücken verschiedener Spannweite*), indem er annimmt, daß die Gesammtlast, d. h. das Eigengewicht und die äußere Belastung, constant und gleich 40 Ctr. pro laufenden Fuß Gleis sei. Diese Annahme ist jedenfalls nur mit sehr erheblichen Beschränkungen zuläßig und Schwedler selbst führt an, daß sie nur bei Brücken von 250 Fuß Spannweite und darunter zutreffend sei.

---

§. 2. Modellträger von Isambard Kingdom Brunel.

Aus „Britannia & Conway Tubular Bridges by Edwin Clark".
Englisches Maaß und Gewicht.

Die Versuche mit diesem Modellträger sind sehr bekannt, aber die geringe Zahl der in so großem Maaßstabe angestellten Versuche wird eine eingehendere Betrachtung rechtfertigen.

Wann dieser Versuch gemacht ist, giebt Clark nicht an; vermuthlich etwa um das Jahr 1846.

Der Versuchsträger bestand, wie ihn der Querschnitt Blatt I Fig. 1 und die linke Hälfte der Fig. 2 darstellt, durchweg aus $\frac{1}{4}$" Platten, welche oben und unten zu Rahmen

*) Preußische Zeitschrift für Bauwesen, 1863. Seite 125.

von dreieckiger Form verbunden waren und zwischen diesen eine dichte Rippe bildeten. Jede dritte der vier Fuß breiten Platten dieser Rippe reichte über die ganze Höhe des Trägers, während die zwischenliegenden Platten nur von der oberen Nietreihe des unteren Rahmens bis zur unteren des oberen Rahmens reichten.

Die Platten des oberen Rahmens waren durch kurze Laschen, mit einer Reihe Niete in jeder Platte verbunden; die horizontalen Bodenplatten waren durch größere Laschen verbunden, welche in jeder Platte zwei Reihen $\frac{7}{8}$ zölliger Niete und zwar 10 Niete in der Vordereihe hatten. Aehnliche Laschen vereinigten die schrägen Platten des unteren Rahmens, mit 5 Nieten in der Vorderreihe. Die Verbindung der Platten der Rippe ist nicht näher beschrieben, allein es ist nach dem Obigen anzunehmen, daß sie übereinander greifend durch $\frac{3}{4}$ zöllige, $2\frac{1}{2}$ Zoll von Mitte zu Mitte entfernte, Niete zusammengehalten wurden.

Außer der Rippe befanden sich zwischen den Rahmen an jedem Auflager und an zwei $7\frac{1}{2}$ Fuß von der Trägermitte entfernten Stellen senkrechte Querplatten, die mittelst Winkeleisen mit der Rippe und den Rahmen vernietet waren. In der Zeichnung sind diese ersichtlich, sowie außerdem über dem Auflager platt an die Rippe genietete Platten, deren Dicke jedoch nicht angegeben ist.

Der Querschnitt jedes der Rahmen wird zu 25 □″ angegeben, läßt sich aber nicht genau nachrechnen.

Zur Aufnahme der Last waren an die Rippe nahe am unteren Rahmen in der Mitte des Trägers auf eine Länge von 12′ 6″ beiderseits Winkeleisen genietet, auf welche der Quere nach eichene Balken gelegt wurden.

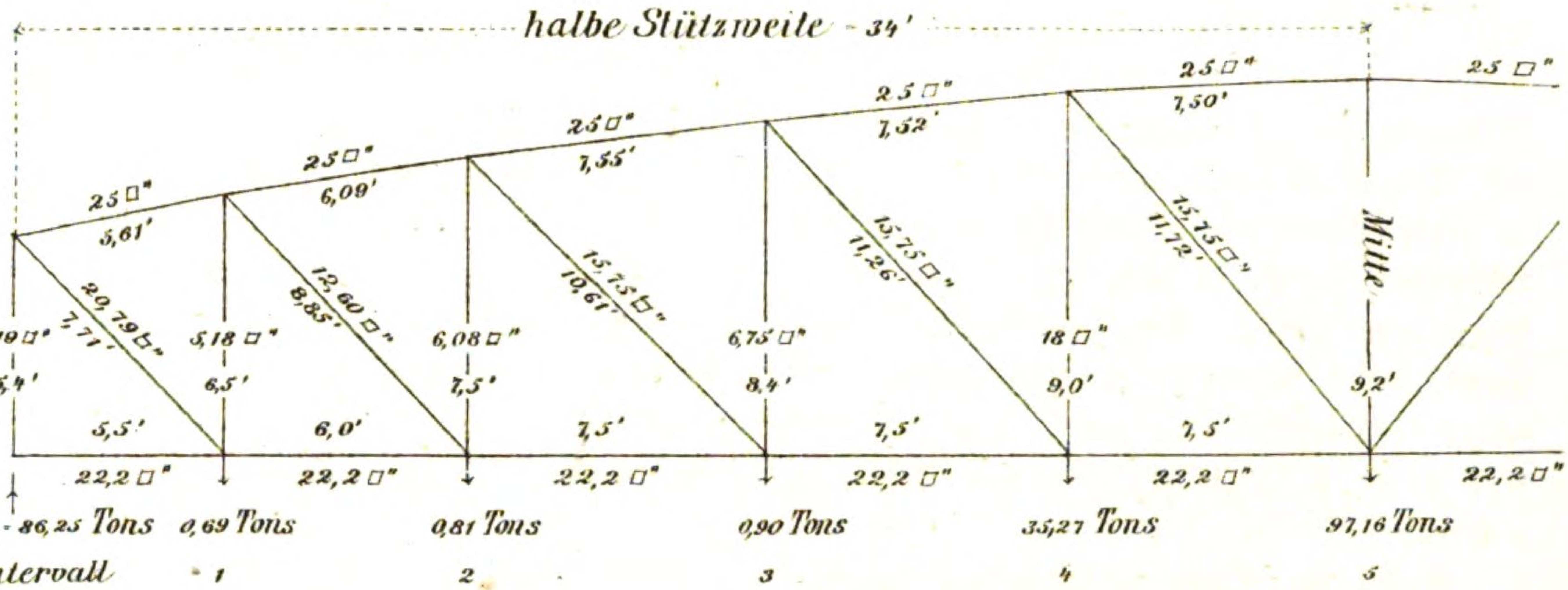
Auf diese Balken wurde allmählig die Last gebracht und bei je 10 Tons die Durchbiegung in der Mitte gemessen.

Nachdem 110 Tons aufgelegt waren, begann die Rippe sich zwischen den Auflagern und den Versteifungsplatten zu falten. Bei 140 Tons waren die Falten $\frac{3}{4}$″ tief und nahmen mit der Belastung zu, namentlich gegen die Auflager hin. Bei 165 Tons klappte die Rippe zwischen 5 und 21 Fuß vom Auflager zusammen und der Träger versagte den Dienst. Die Niete waren abgescheert und die Platten zerrissen, wie die linke Hälfte von Fig. 2 zeigt, aber kein anderer Theil des Trägers war beschädigt. —

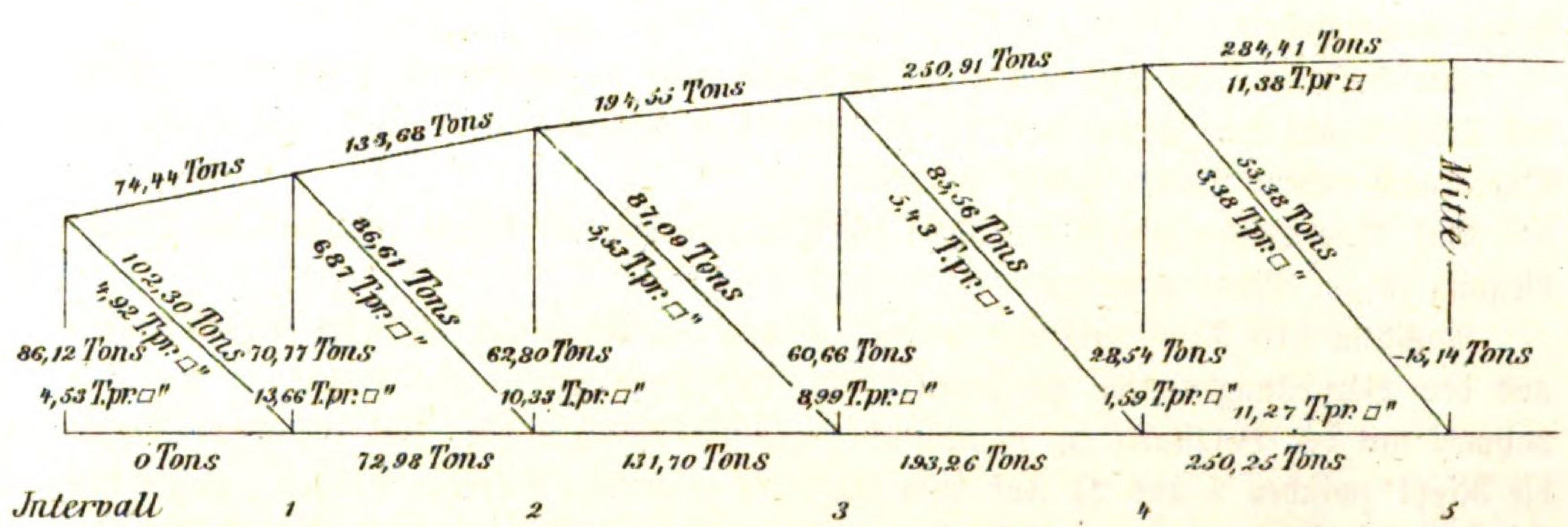
Um die im Augenblicke des Bruches in den einzelnen Trägertheilen wirksamen Kräfte zu berechnen, kann man den oberen Rahmen zu 25 □″ und den unteren Rahmen nach Abzug der Nietlöcher zu 22,2 □″ annehmen; die Rippe kann man in nahezu quadratische Intervalle theilen, und das darin liegende Blech, — nach Abzug der Nietlöcher — für den Zug, das für Nietlöcher abgezogene — unter Zurechnung der Querplatten an der betreffenden Stelle — für den Druck disponible rechnen. Nimmt man ferner an, daß die Verstärkungsplatten der Rippe über dem Auflager beiderseits angebracht und von gleicher Stärke wie die Rippe selbst sind, daß die nutzbare Trägerhöhe 0,8′ weniger beträgt als die totale, daß das Eigengewicht des Trägers 0,12 Tons pro laufenden Fuß ist und daß die aufgelegte Last sich auf die drei Intervallpunkte in der Mitte des Trägers vertheilt, so findet man die Längen und nutzbaren Querschnitte der einzelnen Constructionstheile, sowie die Belastung jedes Intervalles wie in dem nachfolgenden Schema eingeschrieben.

Die Horizontalkraft für jeden Querschnitt ergiebt sich dann unmittelbar aus der Figur, z. B. für das Intervall 2:

$$H_2 = \frac{86{,}25 \cdot 11{,}5 - 0{,}69 \cdot 6}{7{,}5} = 131{,}7 \text{ Tons}$$



und nachdem die Horizontalkräfte für alle Intervalle gefunden sind, ergeben sich die von den einzelnen Constructionstheilen im Augenblicke des Zusammenklappens entwickelten Widerstände im Ganzen und pro □" ihres Querschnittes, wie nachstehend eingeschrieben:



Das Blech in dem zerrissenen Theile der Wand hat also unter den obigen Annahmen 5,53 und 6,87 Tons, im Mittel 6,2 Tons oder nahe 14000 ℔ pro □" Zug (13360 Zollpfund pro □" preuß.) ausgehalten; die Stiele daselbst 10,33 und 13,66 Tons, im Mittel etwa 12 Tons pro □" Druck.

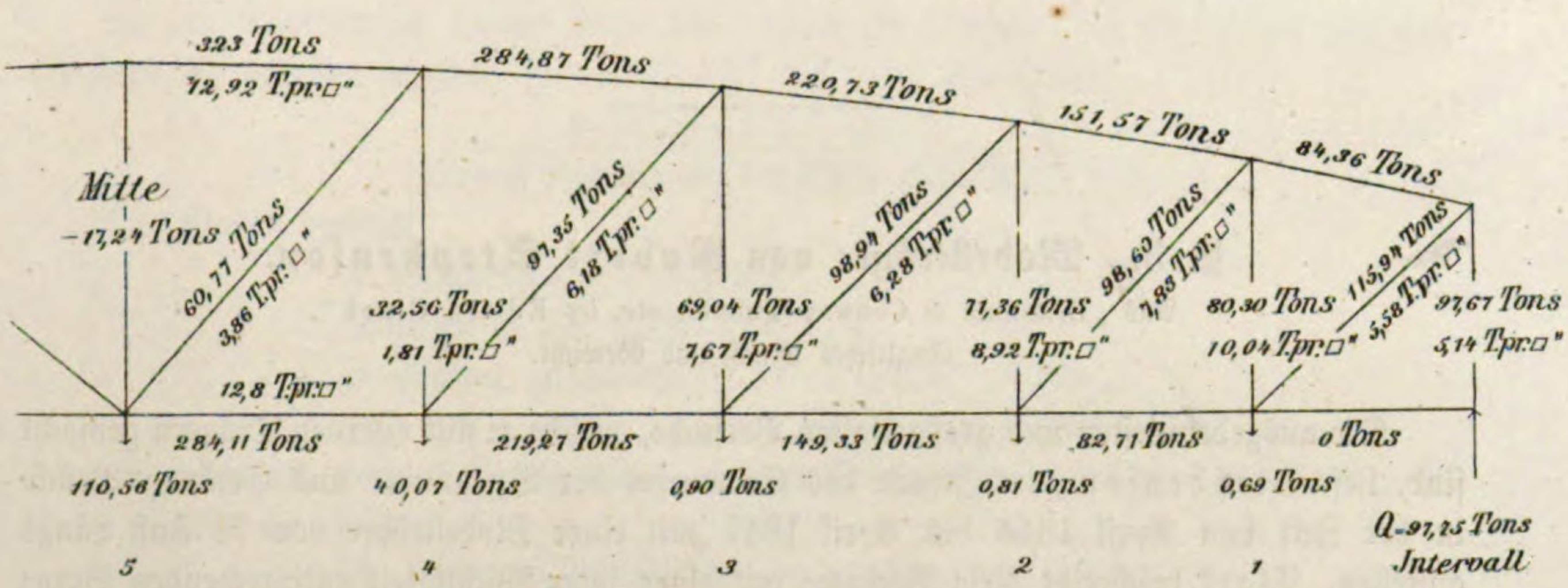
Diese Resultate sind, was die zerrissenen Theile der Rippe betrifft, offenbar nicht sachgemäß: Es ist unmöglich, daß Blech, dessen Höhe 250mal seine Dicke übertrifft, erst bei 12 Tons pro □" zusammenklappen sollte und ebenso unmöglich ist es, daß dieses Blech bei einem Zuge von 6,2 Tons pro □" seines reinen Querschnittes reißen sollte. Gerissen ist das Blech aber wie die Figur zeigt und da alle Blechtheile ohne Zweifel gedrückt sind — wodurch sich der Druck pro □" auf etwa 3,6 Tons ermäßigt — so muß man schließen, daß die Widerstandsfähigkeit des Bleches gegen Zug durch den gleichzeitigen Druck vermindert worden ist.

Ein günstigeres Resultat für die Haltbarkeit des Bleches ließe sich nur herausrechnen, wenn man annähme, daß der Zug in der Rippe in einer von der angenommenen beträchtlich abweichenden Richtung stattgefunden hätte, was aber — namentlich mit Rücksicht auf die im nächsten Paragraphen beschriebenen Versuche — nicht zulässig sein würde.

Zweiter Versuch mit demselben Träger. Der beschädigte Träger wurde ausgebessert und an fünf Stellen, auf der rechten Hälfte von Fig. 2 ersichtlich, durch senkrecht an die Rippe genietete Winkeleisen verstärkt.

Als dann wieder 100 Tons aufgelegt waren, zeigten sich in den mittleren Platten der verticalen Rippe die ersten Faltungen, welche bis zur Belastung mit 180 Tons sich allmählig bis in die Nähe der Auflager fortsetzten. Bei 188 Tons rissen die Bodenplatten an einem Stoß 4½ Fuß aus der Mitte und der obere Rahmen wurde — wie die Figur zeigt — zerdrückt; der Bruch war plötzlich und in den Platten der Rippe blieben keine Falten zurück.

Nimmt man an, daß durch die Hinzufügung der Winkeleisen die Stiele 2 und 3 auf je 8, und der Stiel 4 auf 9 □″ Querschnitt gebracht wurden, so erhält man, ähnlich dem vorigen, nachstehendes Schema:



Der obere Rahmen ist also gebrochen bei ungefähr 12,92 Tons Druck pro □″ (27843 Zollpfund. pro □″ preuß.), was nach den sonstigen direkten Zerdrückungsversuchen auch etwa zu erwarten war. Der untere Rahmen riß dagegen schon bei 12,8 Tons Zug pro □″, was entweder auf sehr schlechtes Eisen schließen läßt oder zu der Annahme führt, daß die gerissenen Bodenplatten beträchtlich mehr als die schrägliegenden Platten angestrengt wurden; das letztere ergiebt sich auch, wenn auch nicht in dem Maaße wie es hier vielleicht stattgefunden hat, daraus theoretisch, daß die Anstrengungen in den verschiedenen Theilen desselben Rahmenquerschnittes sich verhalten müssen wie ihre Abstände von der Trägermitte, woraus in diesem Falle folgt, daß die Bodenplatten über ⅓ mehr als die oberen Theile der schrägen Platten auszuhalten hatten.

Das Blech der Rippe hat bis 7,83 Tons Zug pro □″ (16874 Zollpfund pro □″ preuß.) ohne bleibende Veränderung ausgehalten, was nur dem Einflusse der wenigen Winkeleisen zugeschrieben werden kann. Die Stiele haben ohne Beschädigung in max. 10,53 Tons pro □″ getragen. —

Die Senkungen des Trägers, in seiner Mitte gemessen, betrugen bei den beiden Versuchen:

Aufgelegte Last Tons	Erster Versuch Durchbiegung Zoll	Zweiter Versuch in der Mitte Zoll	Aufgelegte Last Tons	Erster Versuch Durchbiegung Zoll	Zweiter Versuch in der Mitte Zoll
20	0,125	0,093	110	0,750	0,687
30	0,156	0,093	120	0,812	0,750
40	0,187	0,187	130	0,875	0,875
50	0,312	0,312	140	1,062	0,875
60	0,343	0,387	150	1,125	1,000
70	0,437	0,437	160	1,250	1,062
80	0,468	0,437	165	Bruch	—
90	0,500	0,500	170	—	1,312
100	0,625	0,625	180	—	1,500
			188	—	Bruch

§. 3. Modellträger von Robert Stephenson.

Aus „Britannia & Conway Tubular etc. by Edwin Clark".
Englisches Maaß und Gewicht.

Die ausgedehntesten und großartigsten Versuche, welche je mit eisernen Trägern gemacht sind, ließ Stephenson zum Zwecke des Entwurfes der Britannia- und Conway-Brücke in der Zeit von April 1846 bis April 1847 mit einer Modellröhre von 78 Fuß Länge anstellen. Clark beschreibt diese Versuche mit einer ihrer Wichtigkeit entsprechenden Sorgfalt, und wenn die nachstehend gewonnenen Resultate nicht immer mit den seinigen ganz übereinstimmen, so liegt dies in abweichenden Annahmen über die Stützweite, die nutzbaren Querschnitte u. dgl. m., was im Ganzen ohne wesentlichen Einfluß ist.

Blatt I Fig. 3 stellt den Querschnitt des Trägers beim Beginn der Versuche dar; die linke Hälfte von Fig. 4 die Längenansicht; die rechte Hälfte von Fig. 4 die Längenansicht beim dritten und den folgenden Versuchen. —

Erster Versuch.

Die Platten der Zellen des oberen Rahmens waren weder nach der Quere noch nach der Länge durch Laschen verbunden, sondern sie griffen einen Zoll übereinander und waren vernietet. Erst nach dem dritten Versuche wurden Laschen angebracht. Die Winkeleisen in den Ecken der Zellen hatten 1" Seite und 0,175" Stärke; die Decke war mit den Wänden durch Winkeleisen von $1\frac{1}{2}$" Seite und 0,325" Stärke verbunden.

Die Wandplatten waren 0,1" dick mit Ausnahme der ersten, 6' langen, Platten am Auflager, welche 0,212" Stärke hatten; unter jedem Auflager waren ferner zwei Pfeiler 3' 6" hoch, 6" breit, 0,4" dick. Die Wandplatten griffen 2" übereinander und hatten eine einfache Nietreihe.

Der Boden oder untere Rahmen bestand aus zwei Platten, die an einen 3" breiten Streifen genietet waren; die Querstöße dieser Platten wurden durch 3' lange, $1\frac{1}{2}$' breite Laschen auf beiden Seiten gedeckt und hatten diese Laschen einzeln dieselbe Dicke wie die Bodenplatten; nach der Zeichnung hatten die Laschen in jeder Platte sechs Nietreihen

hinter einander. Die Winkeleisen, welche den Boden mit den Wänden verbanden, waren ebenso wie die Winkeleisen des oberen Rahmens in den Stößen mit Laschen überdeckt.

Zur Bestimmung der Plattenstärke wurden 8 oder 10 Stücke von jeder Platte abgeschnitten, sorgfältig geebnet, zusammengelegt und gemessen, wodurch sich die Dicke der einzelnen Platten sehr genau finden ließ.

Der Querschnitt der Decke betrug:

2 Winkeleisen à 3″ × 0,325″	1,95 □″
14 kleinere Winkeleisen à 2″ × 0,175″	4,90 „
Obere Horizontalplatte 2′ 11″ × 0,151″ . . .	5,285 „
Untere Horizontalplatte 2′ 11″ × 0,153″ . . .	5,355 „
7 Verticalplatten à 6″ × 0,141″	5,922 „
Ueberdeckung der horizontalen Platten 4″ × 0,153	0,612 „
Zus. oberer Rahmen	24,024 □″

In der Röhrenmitte kommt hinzu das, durch ein Versehen an jede Wand genietete, gebogene Winkeleisen, welches $4\frac{1}{4}$″ breit, 0,3″ dick war, also Beide:

$4\frac{1}{4} \times 0{,}3 \cdot 2 = 2{,}55$ □″

Oberer Rahmen in der Mitte 26,574 □″

Der Boden enthielt:

2 Winkeleisen à 3″ × 0,325″ . . .	1,95 □″
Streifen in der Mitte 3″ × 0,33″ . .	0,99 „
2 Platten zusammen 2′ 11″ × 0,179″	6,265 „
Zusammen	9,205 □″

Hiervon gehen ab, wenn man die Niete — deren Durchmesser von Clark nicht angegeben ist — $\frac{1}{2}$″ dick annimmt:

6 Niete durch die Bodenplatten $6 \cdot 0{,}179 \times 0{,}5$	= 0,537 □″
2 Niete durch den Streifen $2 \cdot 0{,}33 \cdot 0{,}5$	= 0,33 „
4 Niete durch die Winkeleisen $4 \cdot 0{,}325 \cdot 0{,}5$	= 0,65 „
Zusammen	1,517 □″
Nutzbarer Querschnitt des Bodens	7,688 □″

Das Gewicht der Röhre zwischen den Auflagern wurde durch Rechnung bestimmt:

Wenn die Platten ununterbrochen wären . .	10556 ℔
20 Deckplatten im Boden à 3′ · 1′ 6″ · 0,15″	540 „
Gebogenes Winkeleisen an jeder Seite . .	80 „
Ueberdeckung der Wandplatten	60 „
Ueberdeckung der des oberen Rahmens . .	50 „
Nietköpfe	500 „
Zusammen 5,262 Tons oder	11786 ℔

Durch genaue Wägung fand man das Totalgewicht 5,75 Tons, wonach sich das Gewicht zwischen den Auflagern zu 5,15 Tons, also sehr nahe mit der Rechnung übereinstimmend, ergab.

Behufs Belastung der Röhre wurde in ihrer Mitte ein starker schmiedeeiserner Stab durch die Wände, nahe über dem Boden auf einer steifen Platte ruhend, gesteckt und an diesen mittelst anderer Eisenstäbe eine starke Holzplattform gehängt, welche die Gewichte aufnahm.

Die Durchbiegungen bei diesem und den drei folgenden Versuchen sind nicht zuverlässig gemessen, weshalb sie hier nicht weiter erwähnt werden.

Nachdem 29 Tons aufgelegt waren begannen sich Falten in den Wänden zu zeigen; bei 35,525 Tons zerrissen die Bodenplatten vollständig etwa zwei Fuß aus der Mitte; die Falten in den Wänden wurden zur Zeit des Bruches auf nahe drei Zoll Tiefe geschätzt.

Aus diesem Versuch läßt sich nur die absolute Festigkeit des Eisens im Boden ermitteln. Setzt man die Stützweite = 76,5 Fuß und die nutzbare Höhe in der Mitte = 4,25 Fuß; addirt man das halbe Gewicht der Röhre $\left(\frac{5,75}{2} =\right)$ 2,875 Tons zum halben angehängten Gewicht 17,7625 Tons, so erhält man den Auflagerdruck = 20,6375 Tons. An der Bruchstelle war dann im Augenblicke des Bruches etwa:

$$\frac{20,6375 \cdot 34,25 - 17,125 \cdot 2,73}{4,25 \cdot 7,688} = 20,2 \text{ Tons Zug pro } \square'',$$

was für die als sehr vorzüglich gerühmte Qualität des Eisens spricht.

Zweiter Versuch.

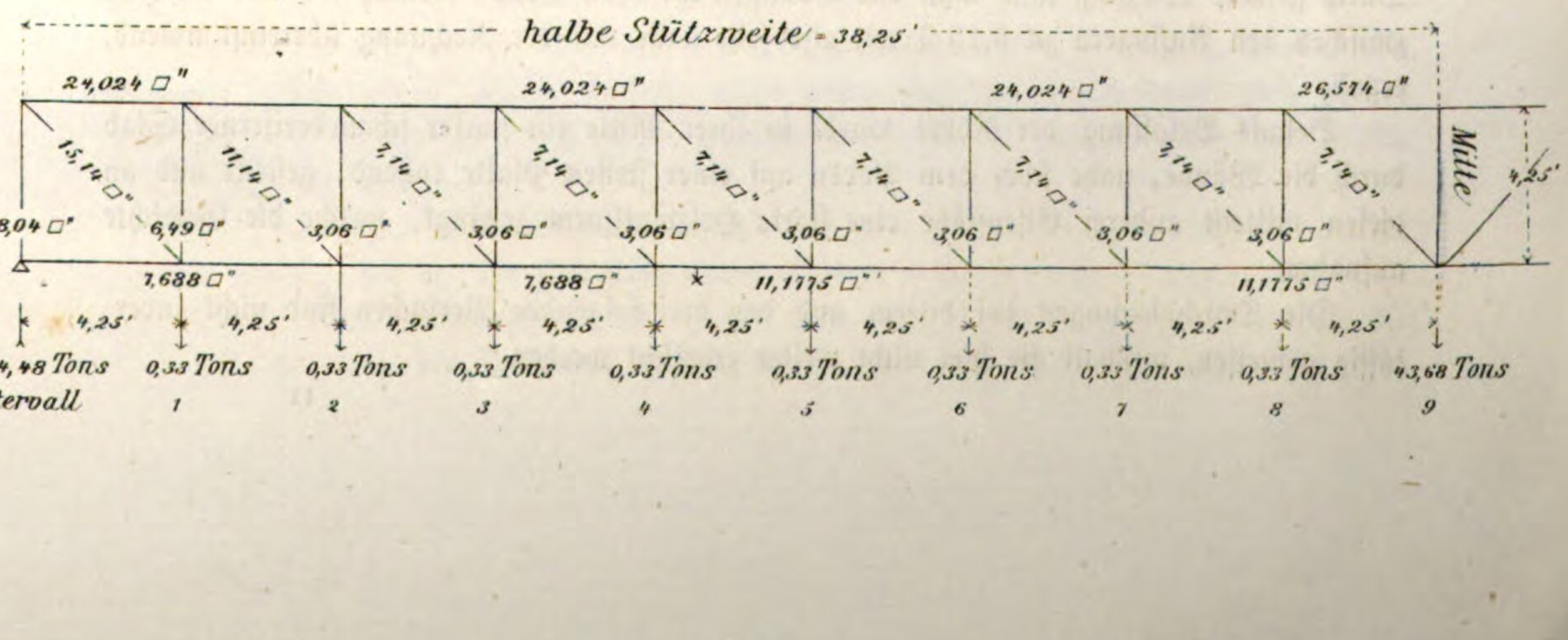
Nachdem der beschädigte Theil des Bodens ausgebessert war, wurde er auf 40 Fuß Länge in der Mitte durch zwei $6\frac{1}{2}''$ breite, $\frac{5}{16}''$ dicke Streifen verstärkt. Das Totalgewicht betrug jetzt 5,88 Tons und der Querschnitt des unteren Rahmens . . . 13,186 □"

Hiervon gehen ab für Nietlöcher wie beim ersten Versuch . .	1,517 □"	
Zwei Nietlöcher in den Streifen	0,3125 "	2,0085 "
Zwei Nietlöcher im Boden . . . . $2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,179$ =	0,179 "	
	Nutzbarer Querschnitt des Bodens	11,1775 □"

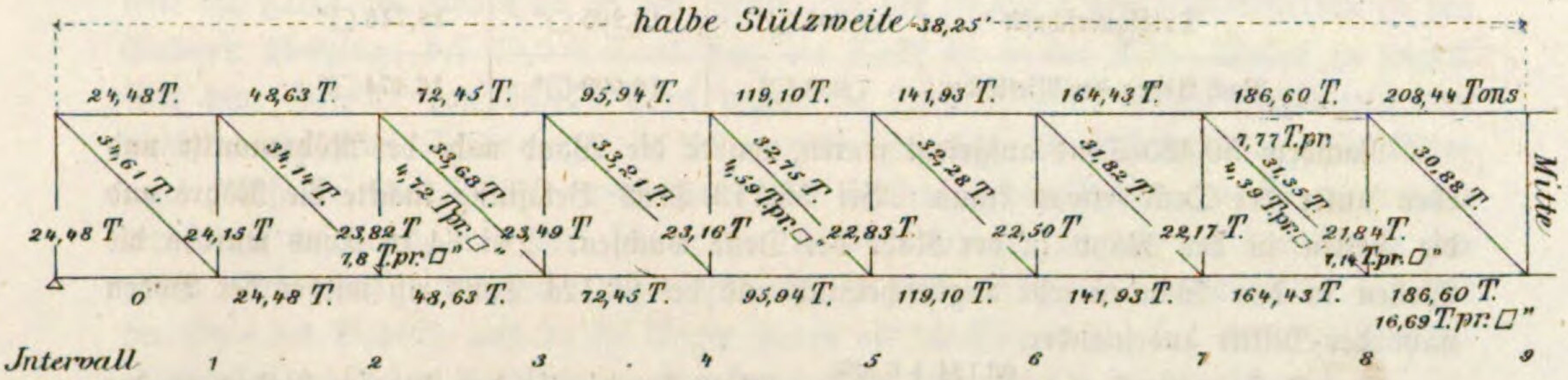
Der übrige Theil des Bodens, sowie Decke und Wände blieben ungeändert.

Bei einer Belastung von 25 Tons wurden Wellen in den Wänden, namentlich in der Nähe der Mitte, augenscheinlich und vermehrten sich bis zum Augenblicke des Bruches, welcher bei 43,35 Tons Belastung eintrat, indem auf einer Hälfte der Röhre eine Wand zusammmenklappte, die andere sich bog, wodurch die Röhre umfiel. Die beschädigte Wand riß an zwei Nietstellen — 9 und 15 Fuß von der Mitte entfernt — auseinander, die andere wurde nur durch das Umfallen beschädigt. Die zweite Hälfte der Röhre blieb ganz unversehrt. Die Formveränderungen der Wände fanden erst unterhalb der gekrümmten Winkeleisen statt, was offenbar dem steifenden Einfluß derselben zugeschrieben werden muß. Siehe Fig. 5. —

Setzt man zur Vereinfachung der Rechnung die nutzbare Trägerhöhe durchweg = 4,25' und theilt die Stützweite von 76,5' in 18 Intervalle à 4,25', so erhält man die Belastung jedes derselben durch das Eigengewicht $\left(\frac{5,88}{18} =\right)$ 0,33 Tons. Nimmt man ferner an, daß jedes Intervall durch Stiel und Band ausgefüllt sei und daß — wie beim **Brunel**'schen Träger — 0,7 des Wandquerschnittes für Zug und 0,3 desselben für Druck disponible sei, so erhält man Dimensionen, Belastungen und Stärken des Trägers wie folgt:



woraus sich die nachstehend eingeschriebenen Widerstände der Constructionstheile im Ganzen und pro □″ ihres nutzbaren Querschnittes ergeben:



Das Resultat ist ganz ähnlich dem bei dem Brunel'schen Träger, nur riß das Blech — dessen Dicke hier nur etwa $\frac{1}{480}$ der Höhe betrug — schon bei 4,5 Tons Zug pro □″. Der in den Stielen zu 7,8 Tons pro □″ berechnete Druck reducirt sich auf etwa 2,3 Tons pro □″, wenn man ihn über die ganze Wandfläche vertheilt denkt.

Dritter Versuch.

Zur Versteifung der Seiten wurden an jede Wand im Innern der Röhre in Abständen von etwa 2 Fuß 33 Stück Winkeleisen von $1\frac{1}{2}$″ Seite und circa 1,2 □″ Querschnitt zwischen Boden und Decke genietet und auf den Auflagern wurden verstrebte Rahmen in die Röhre gesetzt. Die beschädigten Stöße in den Wänden wurden durch übergenietete Platten wieder gut gemacht und die ganze Röhre reparirt. Decke und Boden blieben nahezu unverändert. Das Totalgewicht der Röhre stellte sich jetzt auf 6,1 Tons.

Nachdem 49 Tons aufgelegt waren, löste sich die Farbe stellenweise vom Boden; bei 54,2 Tons wurden Faltungen in den Seiten nahe der Decke sichtbar; bei 56,295 Tons riß der Boden bei 2′ 3″ und 3′ 8″ von der Mitte; der Riß begann in der ersten Nietreihe einer der großen Laschen und lief an jeder Wand in einer Nietreihe aufwärts. In der Decke wurden mehre Niete abgescheert und die Nietlöcher bis 0,3″ übereinander geschoben, was sich durch den erwähnten Mangel an Laschen erklärt. Siehe Fig. 6. —

Der Auflagerdruck ist $\frac{56,295 + 6,1}{2} = 31,1975$ Tons. Das Gewicht der Röhre $\frac{6,1}{76,5} = 0,08$ Tons pro laufenden Fuß. Demnach der Zug im Boden an der gerissenen Stelle: $\frac{31,1975 \cdot 33,25 - 0,08 \cdot 33,25 \cdot 16,625}{4,25 \cdot 11,1775} = 20,9$ Tons pro □″.

Vierter Versuch.

Die nach dem ersten Versuch unter dem Boden angebrachten Streifen wurden beseitigt und auf 40′ 8″ in der Mitte durch stärkere von je 9″ breit und $\frac{1}{2}$″ dick ersetzt. Der in der Mitte des Bodens längslaufende Streifen wurde auf 28 Fuß in der Röhrenmitte durch einen stärkeren 4″ breit und $\frac{3}{8}$″ dick ersetzt. Der obere Rahmen war so stark beschädigt, daß seine oberen Platten auf 30 Fuß in der Mitte erneuert wurden, bei welcher Gelegenheit die Längsfugen mit $3\frac{1}{2}$″ breiten Laschen gedeckt wurden, was den Querschnitt übrigens nicht veränderte. Die beschädigten Wandplatten wurden durch neue in jeder Beziehung gleiche ersetzt. Das Eigengewicht der Röhre stieg durch diese Aenderungen auf 6,336 Tons.

Die Querschnitte des Bodens waren auf jeder Röhrenhälfte:

	Vom Auflager bis 18′ 6″	Von 18′ 6″ bis 24′ 10″	Von 24′ 10″ bis zur Mitte
Totalquerschnitt	9,205 □″	18,205 □″	18,715 □″
Nach Abzug der Nietlöcher	7,688 □″	16,009 □″	16,474 □″

Nachdem 50,485 Tons aufgelegt waren, wurde die Wand nahe der Röhrenmitte und eben unter der Decke etwas kraus. Bei 56,713 Tons Belastung knackte die Röhre und die Falten in der Wand in der Nähe der Decke wuchsen. Bei 64,16 Tons wurden die Wellen in den Wänden sehr augenscheinlich und bei 66,124 Tons riß wieder der Boden nahe der Mittte auseinander.

Der Auflagerdruck war $\frac{66{,}124 + 6{,}336}{2} = 36{,}23$ Tons, also der Zug im Boden an der zerrissenen Stelle: $\frac{36{,}23 \cdot 34 - 2{,}82 \cdot 17}{4{,}25 \cdot 16{,}474} = 16{,}9$ Tons pro □″.

Eine nähere Untersuchung zeigte, daß das Eisen der dem Boden zuletzt zugefügten Streifen von sehr geringer Qualität war. —

Fünfter Versuch.

Weil der Boden wieder gerissen war, wurde er auf etwa 40 Fuß in der Mitte beseitigt und durch einen neuen ersetzt; dieser bestand bei unveränderter Breite aus zwei Lagen Platten von $\frac{1}{4}$″ Dicke, deren Längsstoß durch zwei $\frac{1}{4}$″ dicke, 6″ breite Streifen gedeckt wurde. Zwei der vier Platten waren 38′ 4″ lang, die andern beiden und die Streifen 40′ 6″, wonach der Querschnitt des Bodens in der Mitte betrug:

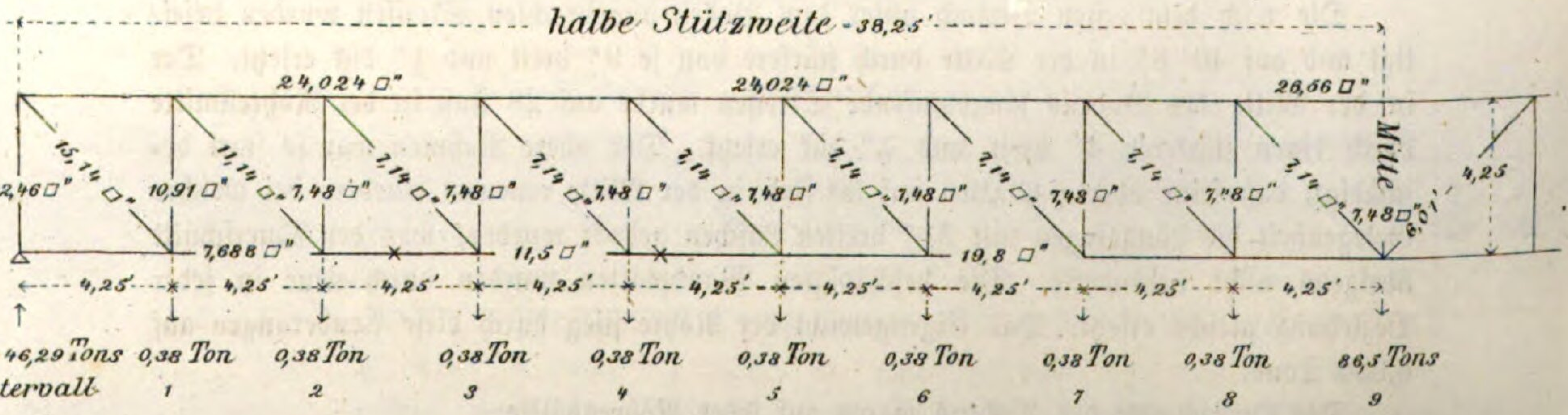
Im Ganzen	22,45 □″
Nach Abzug der Nietlöcher	19,80 □″.

Nachdem 68,648 Tons aufgelegt waren, brach der Boden 21′ 4″ aus der Mitte, an einer Stelle, wo der Querschnitt noch 7,688 □″ nach Abzug der Nietlöcher betrug.

Der Auflagerdruck war $\frac{68{,}648 + 6{,}8}{2} = 37{,}724$ Tons, der Zug in der Mitte des Bodens circa 16 Tons pro □″ und an der Bruchstelle $\frac{37{,}724 \cdot 14 - 1{,}27 \cdot 7}{4{,}0 \cdot 7{,}688} = 16{,}9$ Tons.

Sechster Versuch.

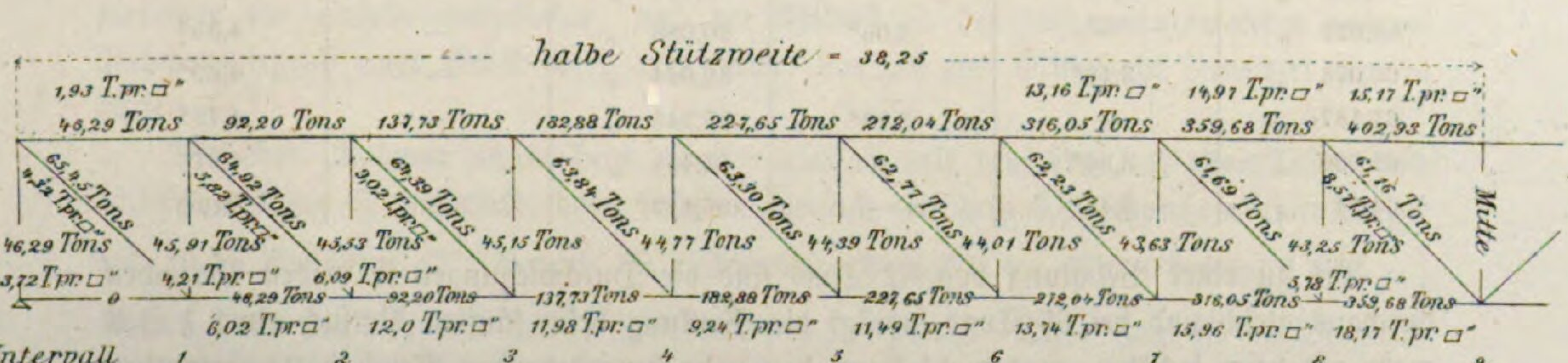
Die Verstärkung des Bodens wurde weiter nach den Auflagern hin fortgesetzt; Decke und Wände blieben unverändert; nimmt man der Einfachheit wegen die Trägerhöhe wieder constant an, so stellt folgendes Schema die Dimensionen und nutzbaren Querschnitte der Röhre, deren Eigengewicht jetzt 6,9 Tons betrug, dar:



Bei einer Belastung von 70,414 Tons begannen sich die Wände nahe der Mitte zu falten; ebenfalls ein wenig an den Auflagern bei 73,545 Tons; bei 74,828 Tons blätterte die Farbe am Boden ab an der Stelle, wo der kleinste Querschnitt desselben in den stärkeren überging; bei 79,054 Tons fing die Decke an in der Mitte Wellen zu zeigen. Mit dem Gewicht von 86,112 Tons wurde die Decke an einer früher beschädigten aber durchaus reparirten Stelle nahe der Röhrenmitte zerdrückt. Eine Untersuchung der Röhre ergab, daß sie überall stark gereckt war; „die Wellen in den Seiten, welche zuerst nahe der Mitte erschienen und dort immer am stärksten waren, wurden vor dem Bruch von einem Ende zum andern sehr augenscheinlich; sie bildeten Winkel von ungefähr 45° mit der Linie des Bodens, und da sie länger waren als die Diagonalen der durch die Winkeleisenpfeiler gebildeten Parallelogramme, kreuzten sie diese Pfeiler selbstverständlich."

Diese wörtlich übersetzte Stelle rechtfertigt hauptsächlich die für mit Stielen versehene Blechbrücken angewandte Berechnungsweise. Strenge genommen müßte man in diesem Falle ein vielfaches System von Stielen und Bändern annehmen, was aber nicht geschehen ist, weil die dadurch sich ergebenden Unterschiede zu gering sind. Die Anzahl der als Stiele dienenden Winkeleisen beträgt hier 66 Stück und für jede Verstrebung auf den Auflagern auch 2 Stück gerechnet, im Ganzen 70 Stück à 1,2 □" = 84 □", welche sich nach obigem Schema auf 19 Stiele vertheilen, wonach jeder 4,42 □" enthält; hierzu ist der beim zweiten Versuch berechnete Querschnitt addirt, woraus sich die oben eingeschriebenen Werthe für die Stiele ergeben. Der Querschnitt der Bänder ist unverändert wie beim zweiten Versuch.

Die Widerstände berechnen sich wie folgt:



Das Blech der Wände hat also nach Abzug der Nietlöcher bis 9 Tons pro □" ausgehalten, ohne daß ein nahes Zerreißen desselben sich angekündigt hätte; Clark sagt darüber: „Der starke in den Seiten zur Zeit des Bruches stattfindende Zug bei dem letzten Experiment gab sich schlagend durch die Wellen in den Platten zu erkennen; und in der That so gleichmäßig vertheilt schienen zu dieser Zeit die Wirkungen des Zuges über die Mitte des Modells, daß es unmöglich zu vermuthen war, wo der Bruch beginnen würde, bis die Röhre mit einem knatternden Geräusch in der Decke zerdrückt, mehr und mehr zerstört wurde und zuletzt plötzlich fiel, ihre aufgehängte Bürde auf die Erde setzend".

Die Stiele haben bis 6,09 Tons pro □" getragen, rechnet man dagegen allein den Querschnitt der Winkeleisen bis 10½ Tons pro □". —

Der untere Rahmen riß nicht bei einem Zuge von 18,17 Tons pro □" in der Mitte. —

Die Zellen der Decke sammt dem gebogenen Winkeleisen wurden durch 15,17 Tons pro □" zerdrückt, indem Platten und Winkeleisen krumm gebogen wurden. Der obere Theil der Wandplatten scheint dabei nicht beschädigt worden zu sein, obgleich es wahrscheinlich ist, daß die Falten, welche sich hier stets zuerst zeigten, der Wirkung des im

oberen Rahmen stattfindenden Druckes zugeschrieben werden müssen. Im Intervall 8 hielt die Decke ohne Beschädigung 14,97 Tons pro □", welche Zahl sich jedoch beträchtlich erniedrigt, wenn man — wie wahrscheinlich richtig — die gebogenen Winkeleisen dem oberen Rahmen zurechnet. —

Die Durchbiegungen der Röhre in der Mitte wurden nur bei den beiden letzten Versuchen in zuverlässiger und gleicher Weise gemessen, weshalb nur diese mitgetheilt werden wie folgt:

Aufgelegte Last	Durchbiegung in der Mitte beim		Aufgelegte Last	Durchbiegung in der Mitte beim	
	fünften Versuch	sechsten Versuch		fünften Versuch	sechsten Versuch
14,112 Tons	0,7"	—	64,17 Tons	—	3,40"
15,971 "	—	0,78"	66,27 "	—	3,58"
21,82 "	—	1,12"	66,52 "	3,70"	—
25,779 "	1,32"	—	67,452 "	3,81"	—
27,80 "	—	1,48"	68,316 "	—	3,70"
34,613 "	—	1,78"	68,648 "	Bruch	—
37,102 "	1,92"	—	70,414 "	—	3,78"
41,205 "	—	2,12"	72,271 "	—	3,88"
46,138 "	—	2,38"	73,545 "	—	3,98"
46,947 "	2,39"	—	74,828 "	—	4,10"
51,187 "	—	2,70"	76,40 "	—	4,23"
52,252 "	2,78"	—	77,64 "	—	4,33"
56,092 "	2,95"	—	79,054 "	—	4,47"
59,022 "	—	3,05"	80,086 "	—	4,55"
60,078 "	3,18"	—	82,044 "	—	4,62"
61,187 "	—	3,23"	83,248 "	—	4,72"
62,000 "	3,38"	—	84,451 "	—	4,81"
64,14 "	3,48"	—	86,112 "	—	Bruch

Bis zu einer Belastung von 62 Tons sind die Durchbiegungen in beiden Versuchen durchaus gleich und bei 67 Tons beträgt die Senkung beim fünften Versuch etwa $\frac{1}{8}$ Zoll mehr als beim sechsten, was wohl kaum den nahe bevorstehenden Bruch hätte vermuthen lassen. Rechnet man die gemessenen Senkungen beider Versuche als zu einem gehörig, so ergiebt sich durchschnittlich:

Bis 50 Tons Last eine Senkung von 0,051" pro Ton
von 50 bis 60 Tons " " " 0,053" " "
" 60 " 70 " " " " 0,054" " "
" 70 " 80 " " " " 0,055" " "
" 80 " 86 " " " " 0,0565" " "

also ein sehr stetiges Fortschreiten, dessen stärkere Zunahme kurz vor dem Bruche erst in der vierten Decimalstelle des Zolles bemerkbar wird. In Bezug auf die Durchbiegungen beim sechsten Versuch ist noch zu erwähnen, daß, als die Last von 86,112 Tons bei einer Senkung von 4,88" den Grund berührte, 1,661 Tons wieder abgenommen und die hindernde Erde weggegraben wurde. Während dieser Operation, welche doch mindestens mehre Minuten erforderte, blieb die Durchbiegung von 4,88" mit der Last von 84,451 Tons unverändert, und der beim abermaligen Auflegen der 1,661 Tons erfolgende Bruch gab sich also nur durch die um 0,07" stärkere Durchbiegung zu erkennen; eine Thatsache, welche

beweist, daß die Durchbiegungen nur als secundäres Mittel zur Prüfung der Güte einer Brücke benutzt werden dürfen. —

Zusammenstellung der Resultate.

Die ersten Versuche mit diesem und dem Brunel'schen Träger zeigten die Unhaltbarkeit der Blechwände und in beiden Fällen griff man unbedenklich sofort zu den stützenden Winkeleisen. Inwieweit durch diese die Blechwände verstärkt wurden, ist nicht durch die Versuche ermittelt, weil ihr Hauptzweck beidemal war das richtige Verhältniß zwischen den Querschnitten der Decke und des Bodens zu bestimmen.

Die absolute Festigkeit des Eisens im unteren Rahmen betrug:

beim zweiten Versuch mit dem Brunel'schen Träger	. . . . .	12,8	Tons pro □″
„ ersten Versuch mit dem Stephenson'schen Träger	. . . .	20,2	„ „ „
„ dritten „ „ „ „ „	. . . .	20,9	„ „ „
„ vierten „ „ „ „ „	. . . .	16,9	„ „ „
„ fünften „ „ „ „ „	. . . .	16,9	„ „ „
„ sechsten „ „ „ „ „	mehr als .	18,2	„ „ „

woraus sich im Mittel die absolute Festigkeit zu $\left(\frac{105,9}{6} =\right)$ 17,65 Tons pro □″, d. i. 38036 Zollpfund pro □″ preuß. findet. Von obigen Zahlen könnte man die erste ausschließen, weil nur die Bodenplatten gerissen sind und nicht der ganze untere Rahmen, und die vierte, weil das Eisen angeblich von geringer Qualität gewesen ist; man fände dann 19,05 Tons pro □″ oder 41053 Zollpfund pro □″ preuß.. Die erstere Zahl ist indeß vermuthlich die richtigere, weil sie unmittelbar aus den Thatsachen abgeleitet ist. Mittelzahlen sind immer niedriger als einzeln ausgesuchte, und der Widerstand des zusammengenieteten unteren Rahmens irgend einer Brücke wird auch immer nur als eine Mittelzahl betrachtet werden dürfen.

Der obere Rahmen wurde beim zweiten Versuch mit dem Brunel'schen Träger mit 12,92 Tons pro □″ zerdrückt; beim sechsten Versuch mit dem Stephenson'schen Träger mit 15,17 Tons pro □″, wonach die rückwirkende Festigkeit im Mittel beträgt $\left(\frac{28,09}{2} =\right)$ 14,045 Tons pro □″, d. i. 30267 Zollpfund pro □″ preuß. Diese Zahl ist im Vergleich mit den durch die direkten Zerdrückungsversuche gefundenen ziemlich hoch, was sich dadurch erklärt, daß nur ein sehr kleiner Theil des ganzen Rahmens diesen Druck wirklich auszuhalten hatte; beide Rahmen würden ohne Zweifel weniger aushalten, wenn sie von einem Ende bis zum andern gleichmäßig gedrückt würden. Daß der Stephenson'sche obere Rahmen soviel mehr als der Brunel'sche hielt, begründet sich wohl durch die kleinen Zellen und durch die doppelte Wand, welche ihn hielt, gegenüber dem großen Dreieck des letzteren Trägers, dessen dickere Platten — wie auch die direkten Zerdrückungsversuche lehren — jene Vortheile nicht aufwiegen konnten. Der Stephenson'sche Träger war freilich ein Modell, und der Brunel'sche zum Gebrauche bestimmt.

§. 4. Conway-Brücke.

Erbaut von Robert Stephenson 1846—1848.

Aus „Britannia & Conway Tubular etc. by Edwin Clark."

Englisches Maaß und Gewicht.

Die Britannia- und Conway-Brücken sind weltbekannt und auf die Geschicklichkeit, Ausdauer und Kühnheit, mit welcher die ihrer Construction und Aufstellung sich entgegenstellenden Schwierigkeiten überwunden wurden, braucht nicht aufmerksam gemacht zu werden. Die vorzügliche Beschreibung der Brücken von Edwin Clark und zahllose Auszüge aus derselben haben Jedermann über diese außerordentlichen Bauwerke unterrichtet, und sie sollen hier nur so weit berührt werden, wie für den vorliegenden Zweck der Vergleichung mit andern Brücken nothwendig ist.

Das Gewicht der Britannia-Brücke, namentlich für die kleineren Spannweiten, ist verhältnißmäßig größer als das der Conway-Brücke, obgleich durch die Kuppelung der Röhren über die vier Oeffnungen der ersteren Vortheile erreicht werden sollten. Im Uebrigen sind beide Brücken einander vollkommen ähnlich und der Einfachheit wegen wird im Folgenden nur die Conway-Brücke einer näheren Untersuchung unterzogen werden.

Auf Blatt II und III ist die Conway-Brücke dargestellt; hinsichtlich der Details ist zu bemerken, daß sie sich nicht in allen Theilen mit Sicherheit nach Clark's Beschreibung bestimmen lassen. Ueber die Stärken der Winkeleisen und Niete finden sich theilweise unzulängliche oder widersprechende Angaben, was wahrscheinlich durch die während des Baues vorgenommenen Aenderungen veranlaßt ist. Die Niete sind, abweichend von der Britannia-Brücke, größtentheils mit der Maschine eingebracht, wodurch die beiderseits runden Nietköpfe entstehen.

Die Länge jeder der beiden Röhren ist 424 Fuß, die Lichtweite 400 Fuß und die „Stützweite" ist zu 410 Fuß angenommen. —

Die Höhe jeder Röhre beträgt am Anfange 22′ 5″ und nimmt bis zur Mitte auf 25′ 5″ zu. Die nutzbare Höhe ist überall um 1′ 9″ geringer angenommen. —

Die durchgehenden Platten, Winkeleisen und Deckstreifen der Decke sind voll als nutzbarer Querschnitt des oberen Rahmens in Rechnung gestellt.

Von dem vollen Querschnitt des Bodens sind dagegen abgezogen, alle Niete zu $1\frac{1}{8}$″ Durchmesser gerechnet:

a) Alle regelmäßigen Längsnietreihen, nämlich 60 Nietlöcher in den $\frac{1}{2}$″ Winkeleisen und 70 Nietlöcher in den Platten, von denen $\frac{3}{7}$ je auf die obere und untere doppelte Plattenlage und $\frac{1}{7}$ auf die senkrechten Platten treffen.

b) Für Laschen 6 Niete sowohl durch die obere wie untere doppelte Plattenlage und 8 Niete durch die senkrechten Platten.

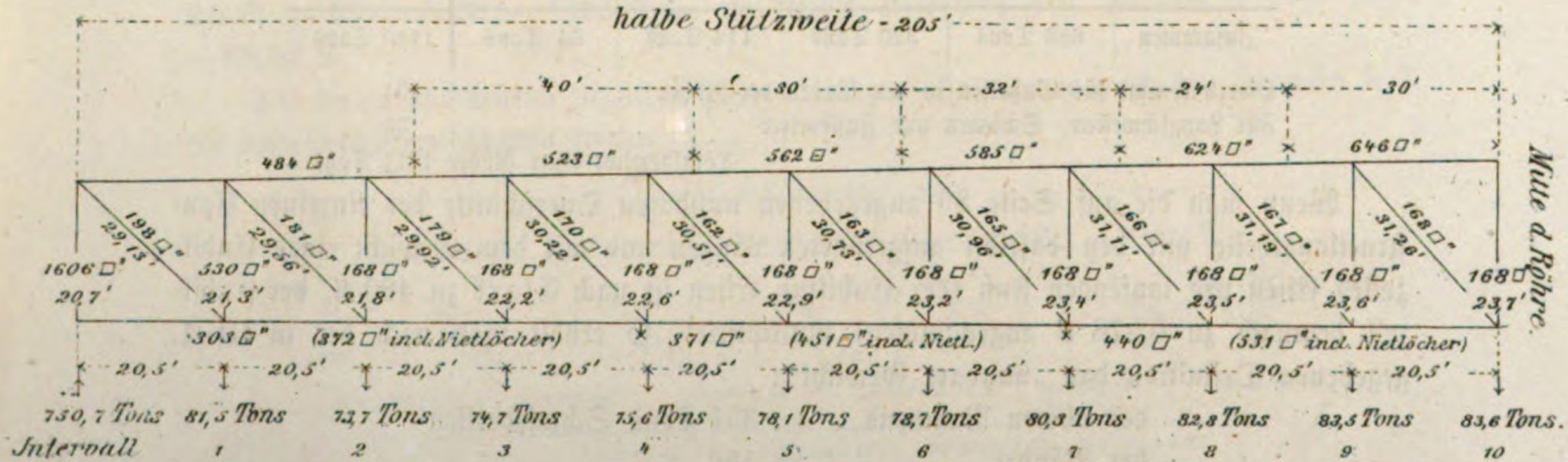
Im Ganzen also 162 Nietlöcher, wodurch der nutzbare Querschnitt des unteren Rahmens wahrscheinlich eher zu groß als zu klein gefunden worden ist. —

Die Wände bestehen jede auf den ersten 19 Fuß, vom Auflager aus gerechnet, aus $\frac{5}{8}$″ Blech, von da bis 69′ der Länge aus $\frac{9}{16}$″ Blech und im Uebrigen aus $\frac{1}{2}$″ Blech, letzteres „weil man es nicht vernünftig hielt, schwächere als $\frac{1}{2}$″ Platten der Zeit und dem Wetter auszusetzen." Die Fugen der zwei Fuß breiten Wandplatten laufen senkrecht und sind wie die in der Höhe zwei oder dreimal vorkommenden Querfugen mittelst überdeckender Winkeleisen oder Plattenstreifen mit einer Nietreihe in jeder Platte verbunden. Theilt man für die Berechnung den ganzen Träger in 20 Intervalle à $20\frac{1}{2}$′ und rechnet das in

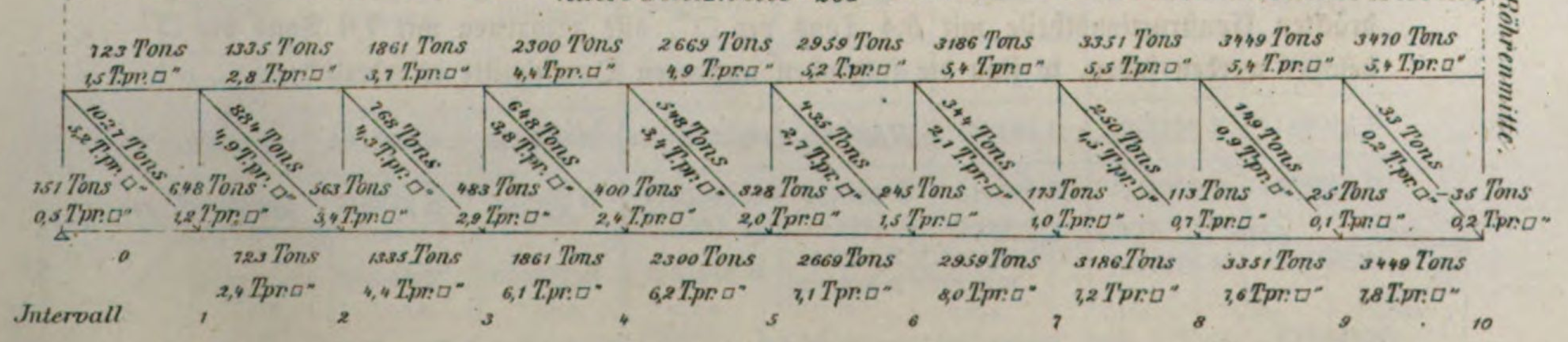
jedem befindliche Blech als Band, so erhält man für dasselbe eine Breite von 14′ 5″ bis 15′ 3″; hiervon sind 16 Nietlöcher à $\frac{15}{16}$″ Durchmesser abgezogen, um die nutzbaren Querschnitte der Bänder zu finden. —

Die Wandpfeiler sind in jeder Wand jede 2 Fuß angebracht und dienen gleichzeitig als senkrechte Laschen der Wandplatten. Auf den ersten 34 Fuß der Röhre besteht jeder dieser Pfeiler aus 4 Winkeleisen à 4,7 □″ Querschnitt und aus 4 Platten von zusammen 10,75 □″ Querschnitt, so daß sein Gesammtquerschnitt 29,55 □″ beträgt. Die übrigen Pfeiler bestehen jeder aus 2 TEisen à 4,1 □″ von zusammen 8,2 □″ Querschnitt. Nach Maßgabe dieser Querschnitte sind die auf eine Intervalllänge von 20½ Fuß treffenden Stärken der Stiele berechnet. Dem Anfangsstiel sind außerdem noch 1000 □″ zugeschlagen für eine Menge Gußeisen, welches auf den Auflagern im Innern der Röhre angebracht ist.

In nachstehendem Schema sind die nach Obigem erhaltenen Längen und Querschnitte der einzelnen Intervalle eingeschrieben. Dem daraus abgeleiteten Eigengewicht der Röhre ist ein entsprechender Theil des Gewichtes der Boden- und Deckenstücke*), der Laschen und Niete hinzugefügt; ferner ein Gewicht von 1,5 Tons pro Intervall für Langschwellen, Schienen und Fußbretter, und endlich 1 Ton pro laufenden Fuß für äußere Belastung. Für die daraus gefundene Totallast pro Intervall, welche ebenfalls eingeschrieben, ist die Berechnung vorgenommen.



Weil das Eigengewicht in den verschiedenen Theilen der Röhre sehr verschieden ausfällt, lassen sich die für die Maximalanstrengungen der einzelnen Constructionstheile im I. Abschnitt gefundenen Formeln nicht anwenden. Die Berechnung muß also direkt geschehen und weil die äußere Last nur etwa ⅓ des Eigengewichtes beträgt, sind die schiefen



*) Boden- und Deckenstücke, transverse Keelsons, dem Schiffsbau entlehnte Ausdrücke für die querüber Boden und Decke laufenden Eisen, welche eine gleichmäßige Anstrengung aller Rahmentheile veranlassen sollen. —

Belastungen nicht berücksichtigt. Für die gleichmäßig vertheilte äußere Last von 20,5 Tons pro Intervall findet man die von den einzelnen Röhrentheilen zu entwickelnden, vorstehend eingeschriebenen, Widerstände, denen die Spannungen pro □″ beigefügt sind.

Die Decke wird also im Intervall 8 mit 5,5 Tons pro □″ gedrückt, der Boden im 7. Intervall sogar mit 8 Tons pro □″ gezogen, mit welch' außerordentlichen Anstrengungen die geringe Belastung des Eisens in den Wänden auffallend contrastirt. Die Stiele, die im ungünstigsten Falle $\frac{1}{33}$ der Höhe zur Breite haben, sind höchstens mit 3,4 Tons und durchschnittlich nur mit 1,4 Tons pro □″ belastet; das Blech der Wände höchstens mit 5,2 Tons und durchschnittlich mit 2,9 Tons pro □″ nach Abzug der Nietlöcher.

Clark berechnet den Zug im Boden in der Mitte der Röhre nur zu 6,2 Tons pro □″, was sich dadurch erklärt, daß er für Nietlöcher keinen Abzug macht und die Lichtweite als Stützweite in Rechnung stellt.

Das Gewicht einer 424 Fuß langen Röhre beträgt nach Clark:

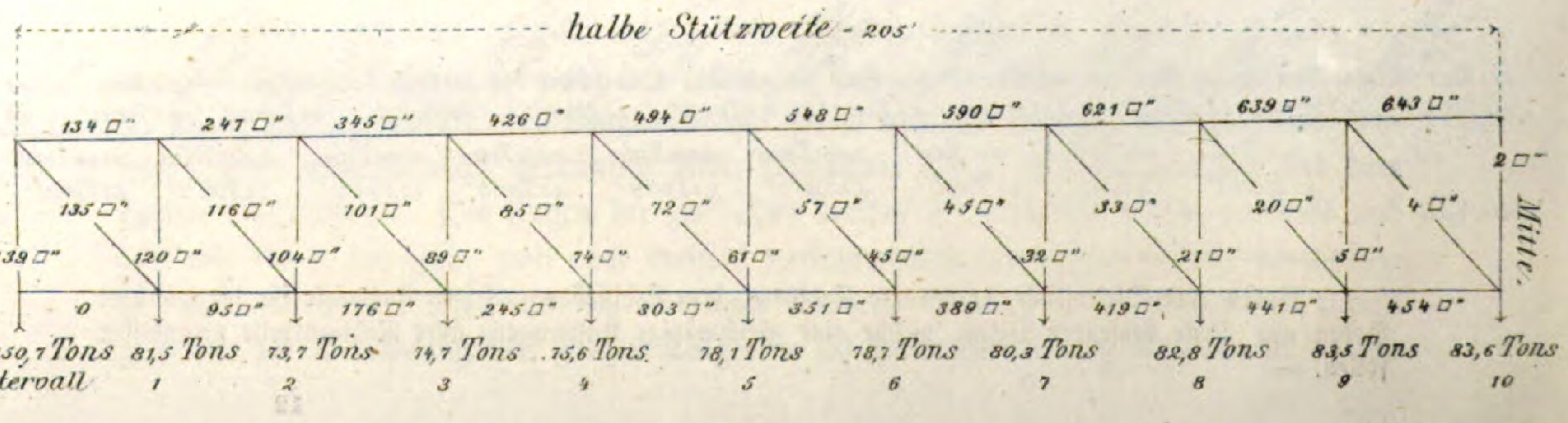
	Platten	L & T Eisen	Laschen	Nietköpfe	Zusammen
Decke	239 Tons	115 Tons	15 Tons	23 Tons	392 Tons
Wände	201 Tons	146 Tons	21 Tons	24 Tons	392 Tons
Boden	242 Tons	59 Tons	78 Tons	17 Tons	396 Tons
Zusammen	682 Tons	320 Tons	114 Tons	64 Tons	1180 Tons

Hierzu kommt für Gußeisen in den Enden der Röhre . . . . . . 101 „
Für Langschwellen, Schienen und Fußbretter . . . . 30 „
Totalgewicht einer Röhre 1311 Tons

Wenn man die auf Seite 89 angegebenen nutzbaren Querschnitte der einzelnen Constructionstheile mit den daselbst aufgeführten Längen und mit dem Gewicht eines Cubikzolles Eisen pro laufenden Fuß (der Cubikfuß Eisen ist nach Clark zu 480 ℔, der Cubikzoll demnach zu 0,278 ℔ angenommen) multiplicirt, so erhält man nach der in III. 1. gegebenen Definition das „nutzbare Gewicht“:

des oberen Rahmens . = 351 Tons Schmiedeeisen
der Bänder . . . . = 156 „ „
der Stiele . . . . = {168 „ „ / 62 „ Gußeisen}
des unteren Rahmens = 230 „ Schmiedeeisen
„Nutzbares Gewicht“ einer Röhre = 967 Tons Eisen

Nimmt man an, daß bei ungeänderter Belastung der einzelnen Intervalle alle gedrückten Constructionstheile mit 5,4 Tons pro □″, alle gezogenen mit 7,6 Tons pro □″ belastet werden sollen, so sind die folgenden nutzbaren Querschnitte erforderlich:



aus welchen man das „theoretische Gewicht" findet:

des oberen Rahmens	= 286	Tons
der Bänder . . .	= 59	„
der Stiele	= 45	„
des unteren Rahmens	= 175	„
„Theoretisches Gewicht"	565	Tons im Ganzen

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

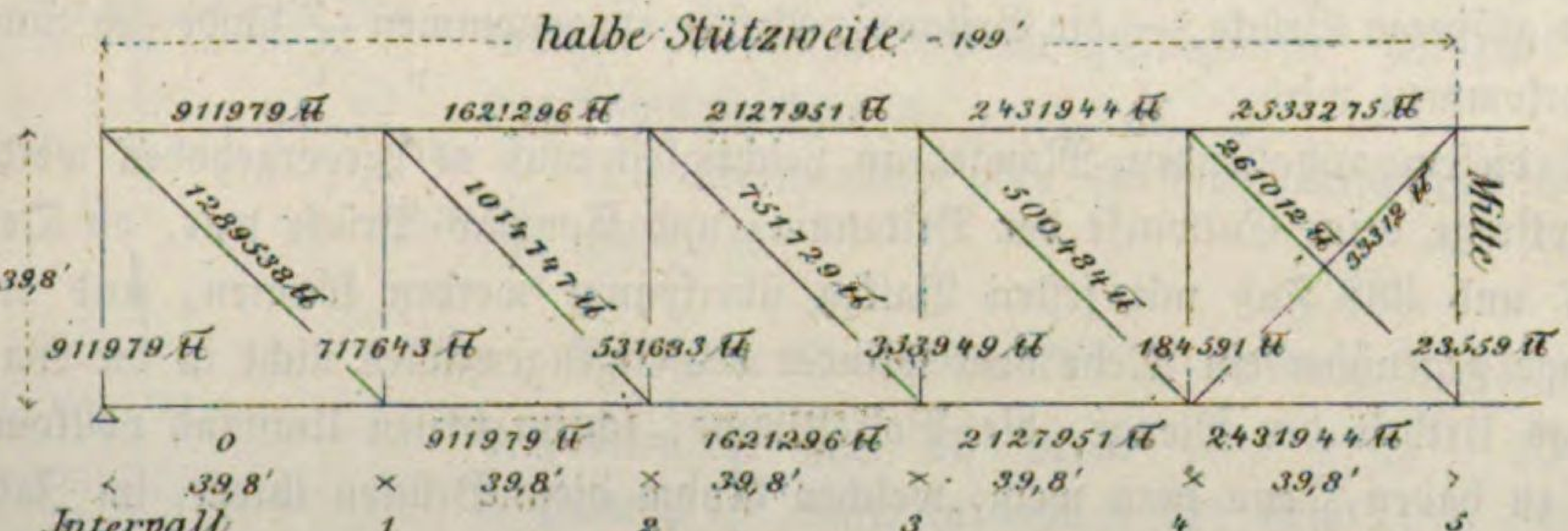
Für den „Normalträger," welcher für jede Brücke zur Vergleichung ihres Eigengewichtes mit dem der andern berechnet werden soll, sind nach III. 1. folgende Abmessungen u. s. w. zu wählen:

Die Stützweite = 398′ (410′ engl.)
Druck . . . . = 11637 ℔ pro □″ (5,4 Tons pro □″ engl.)
Zug . . . . . = 16378 ℔ pro □″ (7,6 Tons pro □″ engl.)
„Trägergewicht" = 6 · 398 = 2388 ℔,

wofür gesetzt werden soll: 3000 ℔ pro laufenden Fuß,
um den Vortheil, daß durch die eigenthümliche Construction des unteren Rahmens die Fahrbahn erspart wird, in Rechnung zu stellen.

Die Intervallgröße = Trägerhöhe = $\frac{1}{10}$l = 39,8′, wonach das Eigengewicht pro Intervall = 39,8 · 3000 = 119400 ℔, die äußere Belastung pro Intervall = 39,8 · 2092 = 83262 ℔.

Für diesen nachstehend skizzirten „Normalträger" findet man nach den Formeln I. 7. die eingeschriebenen Anstrengungen:



und daraus die Gewichte der einzelnen Constructionstheile, welche nachstehend mit den bereits berechneten — hier reducirten — Gewichten zusammengestellt sind:

Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	220457 ℔	115419 ℔	335876 ℔	62098 ℔	88601 ℔	150699 ℔	486575 ℔
Theoret.	581152 ℔	355600 ℔	936752 ℔	91440 ℔	119888 ℔	211328 ℔	1148080 ℔
Nutzbares	713232 ℔	467360 ℔	1180592 ℔	467360 ℔	316992 ℔	784352 ℔	1964944 ℔
Träger=	796544 ℔	804672 ℔	1601216 ℔	{796544 ℔ Schmiedeeisen} {205232 ℔ Gußeisen}		1001776 ℔	2602992 ℔

Das „Gewicht der Fahrbahn" ist $\left(\frac{60960}{412}=\right)$ 148 ℔ pro laufenden Fuß. Das „Trägergewicht" $\left(\frac{2602992}{398^2}\right)$ = (16,41) ℔ pro laufenden Fuß.

„Mr. Stephenson" — erzählt Clark — „betrachtete die Röhren der Britannia- und Conway-Brücken wie eine Modifikation der gußeisernen I förmigen Träger und gleich diesen gab er ihnen $\frac{1}{15}$ der Länge zur Höhe." Welche Modifikationen wegen des veränderten Materials erforderlich waren, wurde durch umfassende — theilweise im vorigen Paragraphen beschriebene — Experimente ermittelt: Die Zellenform der Decke erwies sich zur Erzielung der nöthigen Steifigkeit als zweckmäßig und der Boden wurde ähnlich gebildet, weil man es nicht räthlich erachtete, ihn aus einer einzigen, drei Zoll dicken, Plattenlage herzustellen. Die schwerfällige Versteifung der Blechwände durch L und T Eisen war unumgänglich, wenn auch dieser Theil der Röhre wegen der Unbekanntschaft mit der Größe der in den Wänden wirksamen Kräfte am wenigsten rationell entwickelt ist. Für jedes der beiden Gleise construirte man eine besondere Röhre, weil man bei zwei Gleisen in einer Röhre ein Kanten der letzteren befürchtete. —

Trotz dieser Modifikationen bleibt die Aehnlichkeit der Röhren mit gußeisernen Trägern sehr auffallend: Eine geringe Höhe, eine starke Rippe, große Steifigkeit und großes Gewicht sind die charakteristischen Merkmale Beider. Diese Eigenschaften lassen sich in den Verhältnissen der oben berechneten Gewichte zu einander — welche in der Tabelle des §. 13 zusammengestellt sind — deutlich erkennen: Durch die geringe Trägerhöhe wird das „theoretische" Gewicht fast dreimal so groß als das „normale." Die dicken Wandbleche und die massigen Winkeleisenpfeiler machen das „Trägergewicht" der Wand fast fünfmal so groß als ihr „theoretisches." Die unvortheilhafte Vernietung des Bodens verdoppelt beinahe sein „Trägergewicht" gegen sein „nutzbares." Diese Ursachen und außerdem der einflußreiche Umstand, daß jedes Gleis seine eigene Röhre hat, bewirken, daß das „Trägergewicht" im Ganzen das „normale" mehr als fünfmal übertrifft, ein so ungünstiges Verhältniß wie bei einer größeren Brücke — die Britannia-Brücke ausgenommen — schwerlich zum zweiten Male vorkommen wird.

Bei diesem auffallenden Mangel an Leichtigkeit muß es hervorgehoben werden, daß die Hauptfrage beim Entwurfe der Britannia- und Conway-Brücke war, ob Oeffnungen von 447 und 388 Fuß mit festen Balken überspannt werden könnten, und daß dieser Hauptfrage gegenüber ein Mehr oder Minder des Eigengewichtes nicht in die Waagschaale fiel. Das Urtheil der Menge, die Volksstimme, scheint diesen Umstand vollkommen gewürdigt zu haben, denn man weiß, welchen Ruhm diese Brücken ihrem, im Jahre 1859 gestorbenen, Erbauer eingetragen haben.

Die vorzüglichste Eigenschaft der Brücken, ihre außerordentliche Steifigkeit, läßt sich aus ihrem großen Eigengewicht zwar vermuthen aber nicht unmittelbar erkennen. Steht man beim Passiren eines Zuges in der Mitte einer der großen Oeffnungen der Britannia-Brücke, so bemerkt man außer einem donnerähnlichen Getöse und einer sehr fühlbaren Vermehrung des Luftdruckes nur ein leises Zittern, nicht stärker als man es beim schnellen Vorüberfahren eines Wagens in den oberen Stockwerken eines Gebäudes empfindet.

Die Durchbiegungen der Röhren waren in Uebereinstimmung mit ihrer geringen Höhe sehr groß: Die mittlere Senkung beider Röhren der Conway-Brücke nach Beseitigung der Plattform, auf welcher sie erbaut waren, betrug 8 Zoll; sie vermehrte sich bei einer der Röhren um 3 Zoll, nachdem eine Last von 6000 Ctr. aufgebracht war und verminderte sich wieder um $2\frac{1}{4}$ Zoll nach Wegnahme dieser Last. Dieselbe Röhre bog sich später beim Ueberfahren eines Zuges von 5000 Ctr. und zweier Maschinen mit einer Schnelligkeit von $3\frac{1}{4}$ Meilen pro Stunde nur einen Zoll; sämmtliche Durchbiegungen in der Mitte der Röhre gemessen. —

Die Kosten des Oberbaues der Conway-Brücke betrugen einschließlich aller Nebenarbeiten 13¾ Thlr. Pr. Crt. pro Centner Eisen. —

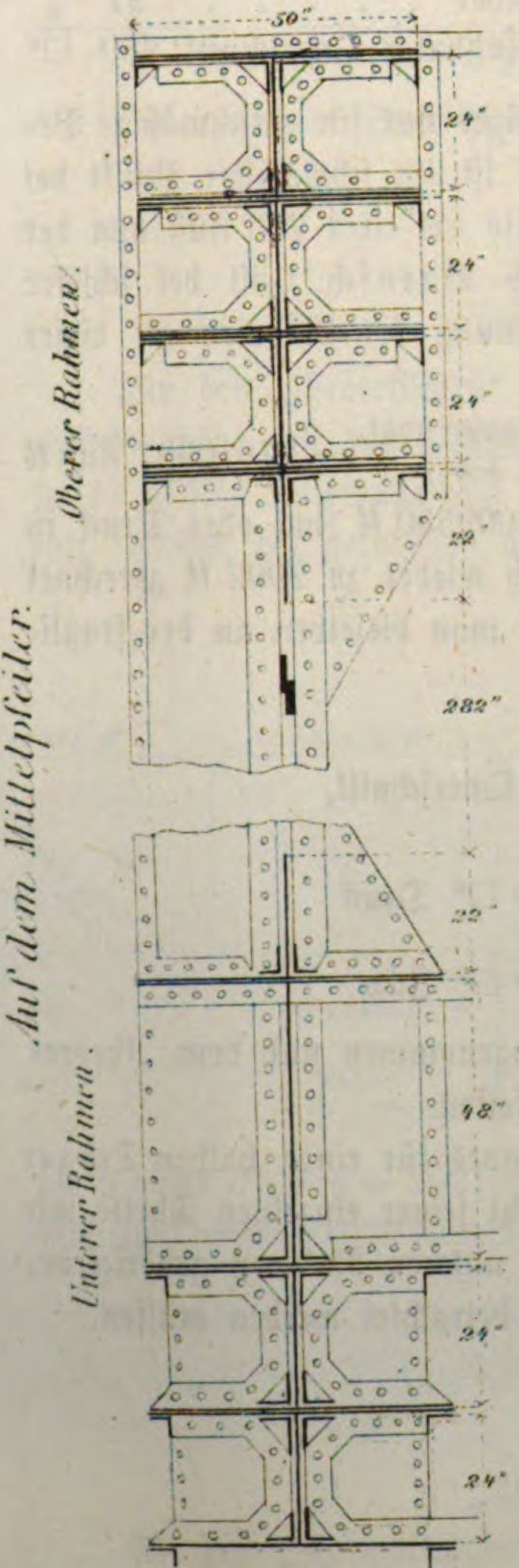
§. 5. Weichselbrücke bei Dirschau.

Erbaut vom Geh. Oberbaurath Lentze 1850—1857.

Aus „Die im Bau begriffenen Brücken über die Weichsel und Nogat. Berlin 1855".

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Die Brücke über die Weichsel bei Dirschau ist als größte deutsche Brücke von besonderem Interesse und es ist zu bedauern, daß der in der Ueberschrift genannten Beschreibung derselben keine vollständigere gefolgt ist. Die in dieser enthaltenen Mittheilungen sind in jeder Beziehung lückenhaft und können eigentlich nicht als Grundlage für die hier beabsichtigten Untersuchungen benutzt werden; mit Hülfe einiger sonstigen Notizen habe ich das Fehlende zu ergänzen gesucht, und die nachstehenden Ermittelungen werden sich nicht allzuweit von der Wahrheit entfernen, obgleich sie auf vollkommene Richtigkeit durchaus keinen Anspruch machen dürfen.



Das Eigengewicht der Brücke ist nach Schwedler*):

$(1140 + 13 \cdot 387)$ ℔ $= 6171$ ℔ } Im Mittel 6157 ℔
oder $(1500 + 12 \cdot 387)$ ℔ $= 6144$ ℔ } pro laufenden Fuß.

Die Länge eines über zwei Oeffnungen gekuppelten Trägers ist 828 Fuß, die Lichtweite jeder der sechs Oeffnungen 386 Fuß, und die „Stützweite" soll zu 394 Fuß angenommen werden.

Die Grenzwerthe der Rahmenquerschnitte berechnen sich wie folgt:

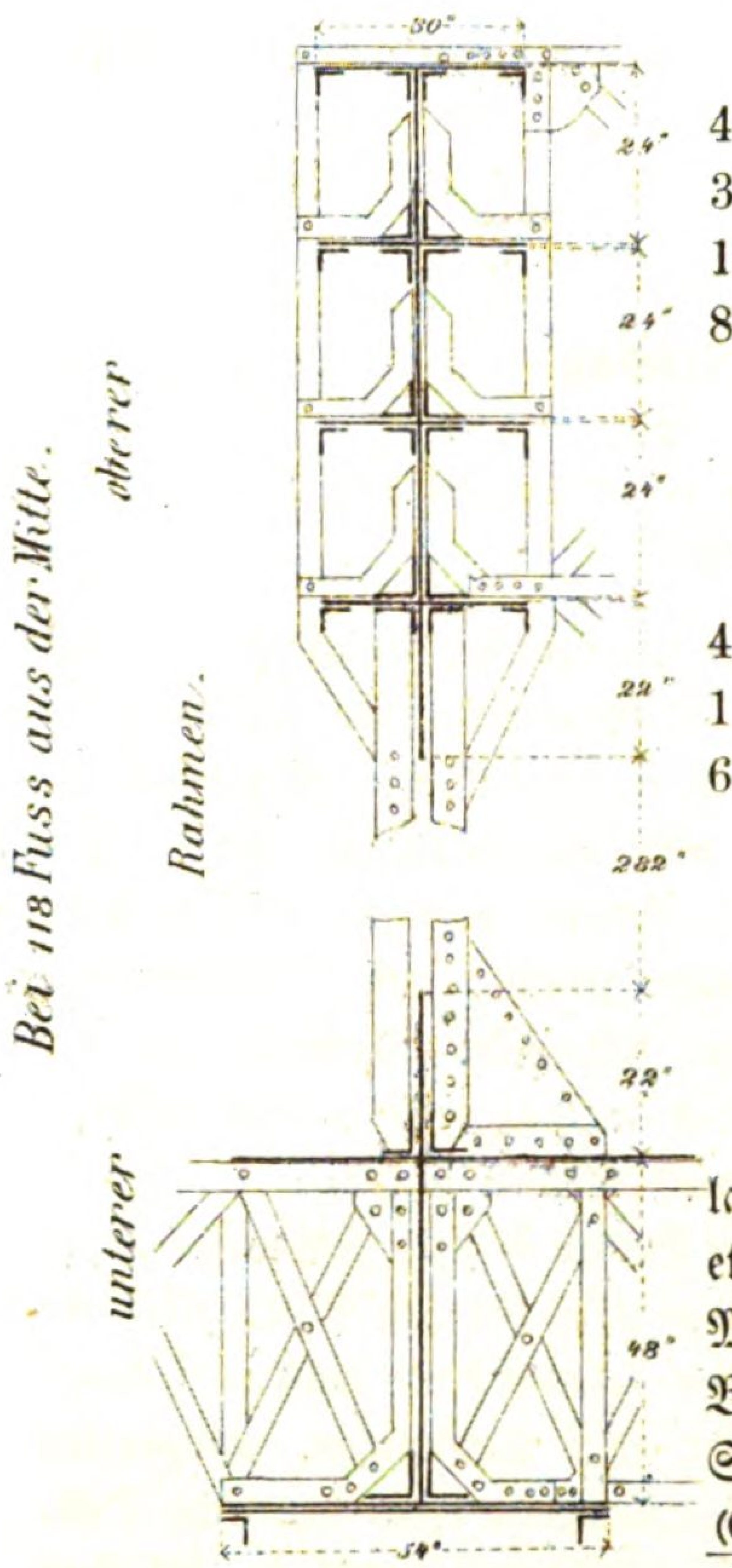
Größter Querschnitt des oberen Rahmens.

8 Platten, ½" stark, 50" breit	200 □"
3 Platten, ½" stark, zusammen 92" hoch . .	46 „
14 L Eisen à 4,434 □"	62,07 „
8 L Eisen à 2,3789 □"	19,03 „
Zusammen	327,1 □"
Für beide Rahmen	654,2 „
Abzug für Nietlöcher	73,0 „
Nutzbarer Querschnitt	581,2 □"

Größter Querschnitt des unteren Rahmens.

7 Platten, ½" stark, 54" breit	189 □"
3 Platten, ⅝" stark, zusammen 118" hoch .	73,75 „
18 L Eisen à 4,434 □"	79,81 „
Zusammen	342,56 □"
Für beide Rahmen	685,12 „

*) Preußische Zeitschrift für Bauwesen, 1862. Seite 300.



Kleinster Querschnitt des oberen Rahmens.

4 Platten, $\frac{3}{8}$" stark, 30" breit	45 □"
3 Platten, $\frac{1}{2}$" stark, zusammen 94" hoch . .	47 "
14 L Eisen à 4,434 □"	62,07 "
8 L Eisen à 2,3789 □"	19,03 "
Zusammen	173,1 □"
Für beide Rahmen	346,2 "

Kleinster Querschnitt des unteren Rahmens.

4 Platten, $\frac{1}{2}$" stark, zusammen 165" breit . .	82,5 □"
1 Platte, $\frac{5}{8}$" stark, 71" hoch	44,4 "
6 L Eisen à 4,434 □"	26,6 "
Zusammen	153,5 □"
Für beide Rahmen	307 "
Abzug für Nietlöcher	27 "
Nutzbarer Querschnitt	280 □"

Da die Stärken der Träger nur für gleichmäßige Belastungen berechnet sind, so ist ihr schwächster Punkt bei etwa $\frac{3}{8}$ vom Endauflager, also bei circa 260 Fuß aus der Mitte zu vermuthen. Nach Baensch*) ist bei schiefer Belastung die stärkste Spannung der Rahmen an dieser Stelle:

$$\frac{(6p+7\pi)^2\, l^2}{512\,(p+\pi)} = \frac{(6157\cdot 6+7\cdot 2092)^2\, 394^2}{512\,(6157+2092)} = 97810367 \text{ Fuß ℔}$$

oder bei 32,5 Fuß Entfernung der Rahmenschwerpunkte = 3009550 ℔ Zug oder Druck in den Rahmen, wobei die äußere Belastung pro laufenden Fuß wieder zu 2092 ℔ gerechnet ist. Nach Maaßgabe der kleinsten Rahmenquerschnitte kann man dieselben an der fraglichen Stelle annehmen:

den oberen Rahmen = 382 □"
den unteren Rahmen = 309 □" nutzbarer Querschnitt,

wonach sich ergiebt:

im oberen Rahmen $\frac{3009550}{382} = 7878$ ℔ pro □" Druck

im unteren Rahmen $\frac{3009550}{309} = 9740$ ℔ pro □" Zug,

welche Spannungen als Maximalspannungen der Rahmen angenommen und dem „theoretischen" und „normalen" Träger zu Grunde gelegt werden sollen. —

Unter der Bedingung, daß das Totalgewicht des Oberbaues für einen halben Träger $6157\cdot 414 = 2548998$ ℔ beträgt, berechnet sich das Gewicht seiner einzelnen Theile wie nachstehend. Die Querträger sind dabei theilweise als zum unteren Rahmen gehörig berechnet, indem sie zur Versteifung desselben als nothwendig betrachtet werden müssen.

*) Preußische Zeitschrift für Bauwesen, 1857. S. 147.

Gewicht für 414 Fuß Trägerlänge.

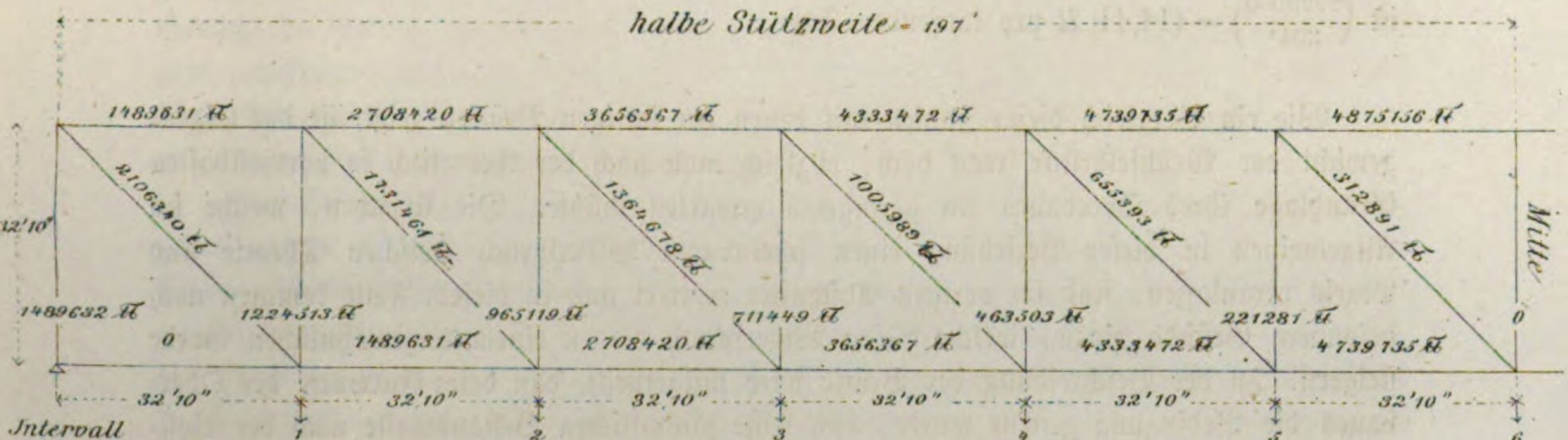
Beide Rahmen mit Zubehör	1149000 ℔
Gitterstäbe mit Zubehör	350000 „
Verticalstiele mit Zubehör	250000 „
3 Horizontalgitter	90000 „
26½ senkrechte Quergitter	68000 „
Eckbleche zwischen Rahmen und Gitter .	22000 „
„Trägergewicht"	2229000 ℔

Querträger	83000 ℔
Gleis	21000 „
Streichschienen	4000 „
Träger der inneren Fußwege .	3000 „
Geländer der äußeren Fußwege	9000 „
Holz	200000 „
„Fahrbahngewicht" =	320000 „
Totalgewicht für eine Oeffnung	2549000 ℔

Die nutzbaren Querschnitte würden wiegen:

Beide Rahmen	1000000 ℔
Verticalstiele .	230000 „
Gitterstäbe . .	270000 „
„Nutzbares Gewicht"	1500000 ℔

Für den „theoretischen" Träger erhält man, wenn man seine Höhe — um die vermehrte Höhe auf den Mittelpfeilern zu berücksichtigen — zu $32\frac{5}{6}$ Fuß annimmt und ihn in 12 gleiche Intervalle von $32\frac{5}{6}'$ Länge theilt, bei der Anstrengung der gedrückten Theile mit 7878 ℔, der gezogenen mit 9740 ℔ pro □", folgende Stärken:



da $p = 6157 \cdot 32\frac{5}{6} = 202155$ ℔; $\pi = 2092 \cdot 32\frac{5}{6} = 68687$ ℔; hieraus, wenn man den Cubikzoll Eisen 0,279 ℔ rechnet, das Eigengewicht:

Oberer Rahmen .	608452 ℔
Unterer Rahmen .	382092 „
Stiele	141642 „
Bänder	229060 „
„Theoretisches Gewicht"	1361246 ℔

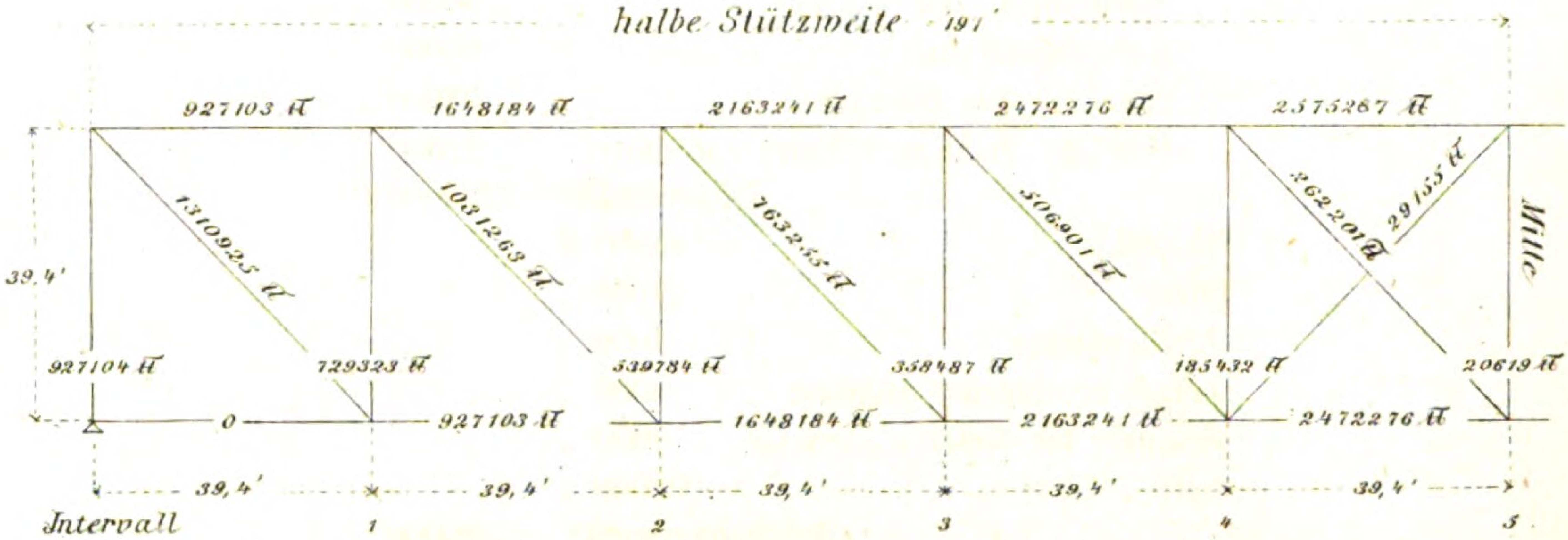
Für den „Normalträger" wird das Eigengewicht:

$$773 + 6 \cdot 394 = 3137 \text{ ℔ pro laufenden Fuß,}$$

also:

$$p = 3137 \cdot 39{,}4 = 123598 \text{ ℔ pro Intervall}$$
$$\pi = 2092 \cdot 39{,}4 = 82425 \text{ ℔ pro Intervall}$$

woraus sich für ihn folgende Spannungen ergeben:



und die nachstehenden, mit den schon berechneten zusammengestellten, Gewichte:

Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	327722 ℔	195282 ℔	523004 ℔	92107 ℔	149512 ℔	241619 ℔	764623 ℔
Theoret.	608452 ℔	382092 ℔	990544 ℔	141642 ℔	229060 ℔	370702 ℔	1361246 ℔
Nutzbares	—	—	1000000 ℔	230000 ℔	270000 ℔	500000 ℔	1500000 ℔
Träger=	incl. Verstrebungen		1629000 ℔	250000 ℔	350000 ℔	600000 ℔	2229000 ℔

Das „Fahrbahngewicht" ist $\left(\frac{320000}{414} =\right)$ 773 ℔ pro laufenden Fuß. Das „Trägergewicht" ist $\left(\frac{2229000}{394^2}\right)$ = (14,41) ℔ pro laufenden Fuß.

Wie ein Vergleich dieser Zahlen mit denen der übrigen Brücken zeigt, ist das Eigengewicht der Weichselbrücke recht hoch, obgleich man nach der theoretisch so vortheilhaften Grundlage ihres Oberbaues ein geringeres erwarten müßte. Die Ursachen, welche im Allgemeinen in dieser Beziehung einen scheinbaren Widerspruch zwischen Theorie und Praxis veranlassen, sind im vorigen Abschnitte erörtert und in diesem Falle kommen noch besondere Gründe hinzu, welche diesen Widerspruch bis zu einem ungewöhnlichen Grade steigern. In der Beschreibung der Brücke wird mitgetheilt, daß beim Entwurfe des Oberbaues die Bedingung gestellt wurde, daß seine sämmtlichen Bestandtheile nach der Vollendung nicht nur leicht zugänglich, sondern auch mindestens von einer Seite sichtbar bleiben sollten. Es durften also höchstens doppelte Plattenlagen angewandt, und von allen Seiten geschlossene Räume mußten gänzlich vermieden werden. Hierdurch wurde eine außerordentliche Ausdehnung der Rahmen bedingt, und wenn dies auch den Vortheil mit sich brachte, daß die Stöße bei der großen Plattenlänge von 12 Fuß sehr vertheilt werden konnten und der Abzug für Nietlöcher in Folge dessen sehr gering ausfiel, so waren die dadurch veranlaßten Nachtheile doch ungleich bedeutender.

Die Totalhöhe der Rahmen eines Trägers variirt zwischen circa 14 und 18½ Fuß, so daß die nutzbare Höhe etwa nur $\frac{1}{12}$ der Lichtweite beträgt, während die äußere Höhe des Oberbaues um $\frac{1}{6}$ größer ist. In Folge dessen ist das „theoretische" Gewicht 78 Proc.

größer als das „normale"; ein sehr ungünstiges Verhältniß, welches in erster Linie ein großes „Trägergewicht" bewirken mußte.

Die größte Spannung in den Rahmen wurde oben zu 7878 ℔ Druck und 9740 ℔ Zug pro □" berechnet, wobei die Entfernung ihrer Schwerpunkte von 32,5 Fuß als maßgebend betrachtet ward. An derselben Stelle muß aber gleichzeitig in den äußersten, circa 38 Fuß von einander entfernten Rahmentheilen 9210 ℔ Druck und 11390 ℔ Zug pro □" stattfinden, in den innersten, 23½ Fuß von einander liegenden, dagegen nur 5700 ℔ Druck und 7040 ℔ Zug pro □". Diese ungemein beträchtlichen Spannungsdifferenzen, welche durch die großen Rahmenhöhen veranlaßt werden, haben zwar den Vortheil, daß die Gitterwände weniger auszuhalten haben, weil die Rahmen einen Theil ihrer Funktionen übernehmen müssen, allein sie vermindern den Grad der Sicherheit der Brücke oder bedingen einen größeren Materialverbrauch, weshalb sie als nachtheilig bezeichnet werden müssen. Streng genommen, müßten die Spannungen von 9210 ℔ Druck und 11390 ℔ Zug pro □" der Berechnung des „theoretischen" und „normalen" Trägers zu Grunde gelegt werden, wodurch die Gewichtsverhältnißzahlen sich erheblich ungünstiger stellen würden.

Die Berechnung des Oberbaues ist nach den Mittheilungen des Geh. Oberbaurathes Lentze nur für gleichmäßige Belastung erfolgt, und man wußte demnach nicht, wie weit durch die Wirkung der schiefen Belastungen ein Wechsel von Zug und Druck in den Rahmen stattfinden würde. Aus diesem Grunde und vermuthlich auch der Gleichförmigkeit wegen wurden beide Rahmen auf ihrer ganzen Länge gleich widerstandsfähig gegen Zug und Druck eingerichtet. Dies erforderte wegen der Ausdehnung und Form der Rahmen einen ungemein großen Aufwand an stützenden und steifenden Winkeleisen, an Horizontalverbänden und Quergittern, deren Gesammtgewicht sich bei einer stabileren Rahmenform wohl auf die Hälfte hätte reduciren lassen. Die Vortheile der Kuppelung und der sorgfältigen Vertheilung der Rahmenquerschnitte sind zwar in dem günstigen Verhältnisse des „nutzbaren" zum „theoretischen" Gewichte erkennbar, allein hauptsächlich durch das todte Gewicht der Rahmen verschwinden sie vollständig in dem Verhältniß des „Trägergewichtes" zum „nutzbaren" und zum „theoretischen". Hiezu tragen indeß die — mit dem theoretischen Erforderniß verglichen — schweren Gitterwände erheblich bei, jedoch mittelbar auch auf Veranlassung der Rahmen:

Die Stäbe jeder Gitterwand liegen 45° zur Horizontalen geneigt und kreuzen sich unter rechten Winkeln; sie bilden Quadrate (deren — als Curiosum sei es bemerkt — beinahe 10000 Stück in den Trägern einer Oeffnung vorkommen) von zwei Fuß in der Diagonale und ihr größter Querschnitt beträgt 5 □"; zieht man hiervon einen Quadratzoll für Nietlöcher ab, so übt ein Stab in max. einen Zug von 400 Ctr. aus auf die einzige verticale Rahmenplatte, an welcher die Stäbe befestigt sind. Die Form der Rahmen ließ es wahrscheinlich bedenklich erscheinen, diesen Zug durch eine größere Concentrirung der Stäbe — also etwa durch eine mit der Querträgerentfernung von 6 Fuß übereinstimmende Maschenweite — noch zu vergrößern, und es wurde vorgezogen, das in dieser Form nicht stabile Gitter durch eingeführte Verticalen zu verstärken. Wie die in dem genannten Werke befindliche Längenansicht beweist, sollten diese Verticalen anfänglich in Abständen von 12 Fuß angewandt werden, allein die Erwägung, daß man die Hälfte der auf einen Querträger treffenden Last nicht wohl einem einzelnen Gitterstabe aufbürden könne, mag Veranlassung gewesen sein, daß später ihre Entfernung auf 6 Fuß bestimmt wurde. In ihrer jetzigen Gestalt sind sie — wie namentlich aus einer Vergleichung ihres „nutzbaren" Gewichtes mit dem der Stiele des „theoretischen" Trägers hervorgeht — vollkommen stark

genug, um den ganzen in der Wand vorkommenden Druck selbstständig aufzunehmen. Die Hälfte der Gitterstäbe ist somit überflüssig, und man könnte sie in der That ohne Schaden fortlassen, wenn sie nicht an einzelnen Stellen wegen der schiefen Belastungen nothwendig wären.

Nach diesen Erörterungen wird die Behauptung nicht gewagt erscheinen, daß das große „Trägergewicht", welches das „normale" fast dreimal übertrifft, hauptsächlich durch die einzige, an und für sich nützliche, Bedingung, welche bei der Construction der Rahmen gestellt wurde, veranlaßt ist. Zum Theil freilich ist die ungewöhnliche Fahrbahn, deren Lichtweite zur Gewinnung von Raum für Pferde-Fuhrwerke zu 20 Fuß bestimmt wurde — auch Ursache des großen Gewichtes, allein nicht ohne in anderer Weise wesentlich zur Stabilität der Brücke beizutragen.

Nimmt man an, daß durch Sturm eine horizontale Belastung des unteren Rahmens von 420 ℔ pro laufenden Fuß stattfinden könne, so berechnet sich bei der Entfernung der Rahmenmitten von 21 Fuß, die bei schiefer Belastung dadurch in den Rahmen erzeugte Spannung zu 2000 ℔ pro □", und zwar an derselben Stelle, wo der Zug in den äußersten Fasern in max. gleich 11390 ℔ pro □" gefunden wurde. Bei der für eingleisige Eisenbahnbrücken gewöhnlichen Lichtweite von etwa 13 Fuß hätte sich diese im ungünstigsten Falle eintretende Spannung von über 13000 ℔ pro □" nicht allein auf mehr als 14000 ℔ pro □" gesteigert, sondern der ganze Oberbau, als Stab betrachtet, würde auch nur $\frac{1}{27}$ der Länge zur Breite gehabt haben, was bei seinem gegen Druck keineswegs besonders vortheilhaften Querschnitt gewiß nicht unbedenklich gewesen wäre. Die Wahl der breiteren Fahrbahn würde sich deshalb schon allein durch die Rücksicht auf diesen Umstand rechtfertigen.

Betrachtet man den Oberbau der Brücke als Ganzes: den künstlichen Bau der Rahmen, die 37füßigen Gitterstäbe, die vielfach sich kreuzenden Quergitter und Horizontalverbände, so begreift man kaum, wie es möglich war, diese verwickelte Combination aus dem mit jeder Temperatur seine Länge ändernden Eisen herzustellen, und nur der meisterhaftesten Ausführung konnte die Ueberwindung der daraus erwachsenden Hindernisse gelingen. Einen Beweis für dieselbe findet man in dem Verhältniß der berechneten zur stattgehabten Durchbiegung: Die erstere sollte bei einer äußeren Belastung von etwa 2000 ℔ pro laufenden Fuß 2,3" betragen, und die letztere ergab sich zu 3,2"; bei unbelasteter Brücke zu resp. 1,5" und 2,1".

Die Ausführung des Oberbaues geschah staatsseitig ohne Zuziehung von Unternehmern und die Kosten für 100 ℔ Eisen fertig in der Brücke incl. aller Nebenarbeiten beliefen sich auf 14 Thlr. Pr. Crt. —

---

§. 6. Brücke über die Leda bei Leer.

Erbaut von der Königl. Hannöv. Eisenbahn-Direction 1851—1854.

Aus der „Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins für Hannover, 1857."

Englisches Maaß und Gewicht.

Die allgemeine Anordnung der Leda-Brücke, der längsten und weitgespanntesten Blechbrücke Deutschlands, geht aus der nachfolgenden Skizze hervor:

Längenansicht.

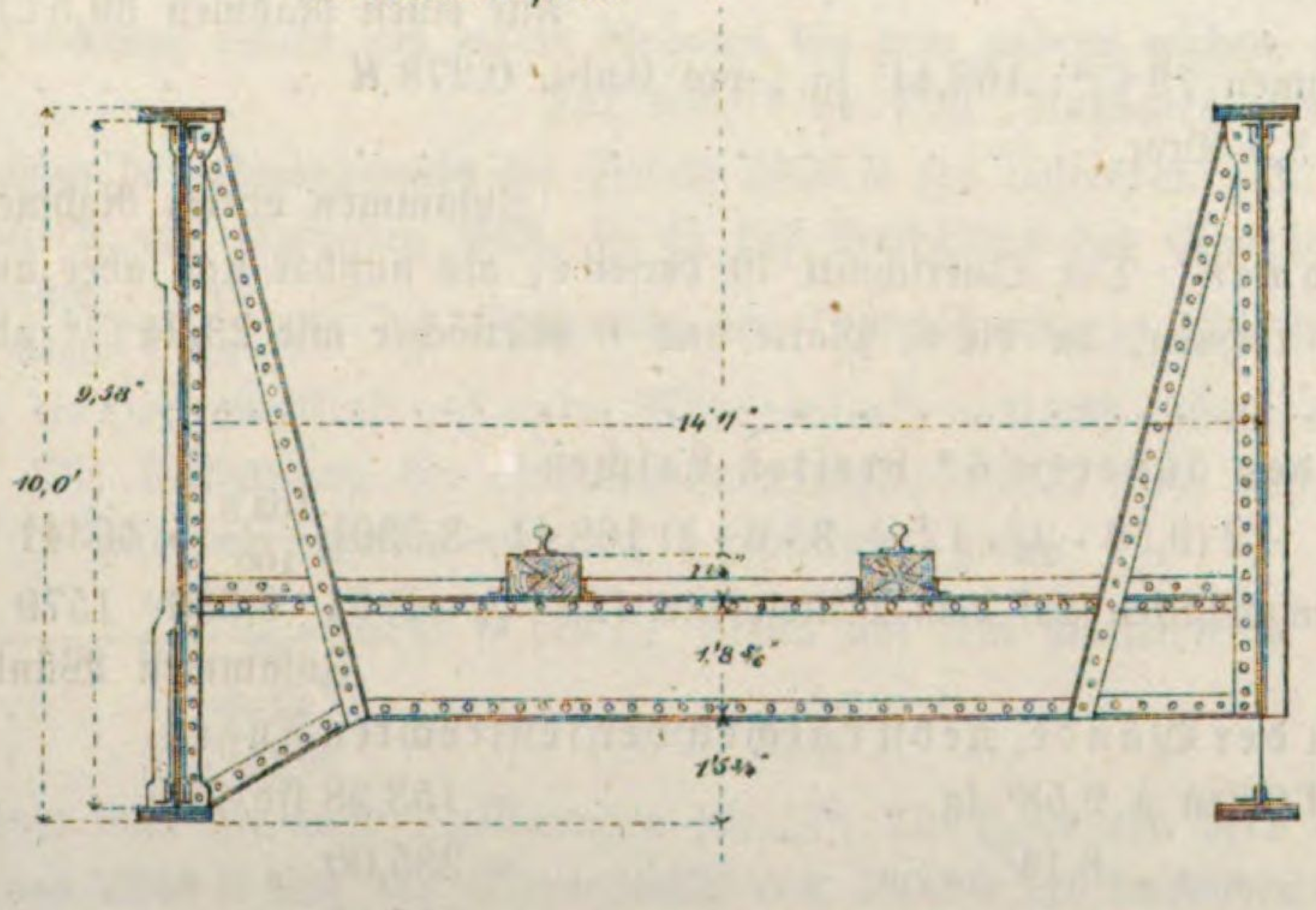


Die zu beiden Seiten der Drehbrücke befindlichen Theile sind einander gleich und bestehen jeder aus einem gekuppelten Träger von 336,82 Fuß Länge, welcher über eine Mittelöffnung von 119,78 Fuß und zwei Seitenöffnungen von 95,83 Fuß im Lichten (125 und 100 Fuß hannöv.) reicht. Die Gewichtsberechnungen sollen demnach für eine halbe Trägerlänge von 168,41 Fuß angestellt werden.

Der Querschnitt der Brücke ist auf ihrer ganzen Länge fast constant.

Queerschnitt bei einem

Hauptbinder auf einem Mittelpfeiler | Zwischenbinder



Die Rahmen bestehen durchweg aus sechs Platten, 12" breit, $\frac{7}{16}$" stark, welche ohne Laschen mit verwechselten Fugen auf einander gelegt und durch Winkeleisen von 3¾" Seite, ⅝" dick mit den Wänden verbunden sind.

In den $\frac{7}{16}$" starken Wänden sind die etwa 2½ Fuß breiten und 8¾ Fuß langen Platten mit den Langseiten horizontal gelegt. Die horizontalen Fugen sind nur außen mit einer 6" breiten, ⅜" starken Lasche überdeckt. Auf den Mittelpfeilern sind die oberste und unterste Platte auf eine Plattenlänge verdoppelt. Die Verticalfugen der Wandplatten, welche in der einen Plattenreihe um die halbe Plattenlänge gegen die nächste verschoben sind, werden in Abständen von 4' 5¼" außen von T Eisen, innen von Winkeleisen, welche zugleich die Querträger halten, überdeckt. Auf den Verticalfugen der obersten und untersten Plattenreihe liegen außerdem etwa 14 Zoll breite Laschen.

Die Querträger, in Abständen von 4' 5¼", in der Mittelöffnung von 4' 4", sind abwechselnd „Haupt-" und „Zwischenbinder", ausgenommen in der Nähe der Pfeiler, wo die ersteren vorherrschen. In ihrem Hauptheile sind sie 1' 8⅝" hoch, bestehen aus einer ⅜" starken Rippe, die oben und unten an zwei Winkeleisen von 3⅛" Seite und ⅝" Stärke genietet ist. Mit den Wänden sind sie noch durch schräge Winkeleisen und dreieckige Platten verbunden.

Der Horizontalkreuzverband der Fahrbahn, dessen Bänder von einem Querträger bis zum andern Ende des dritten reichen, besteht aus ⅜" starken und 3" breiten Flacheisen.

Die überall 4" von einander entfernten Niete sind in den Rahmen 1", in den Wänden ⅞" stark.

Diese Angaben werden mit Hülfe der Längenansicht auf Blatt II die Construktion in allen Theilen versinnlichen.

Das Eigengewicht der Brücke wird zu 1587 ℔ pro laufenden Fuß (1475 Zollpfund pro laufenden Fuß hannöv.) vom Obermaschinenmeister **Welkner**, dem Verfasser der Beschreibung, angegeben.

Gewichtsberechnung
für eine Seitenöffnung und ½ Mittelöffnung; zusammen 168,41′ lang.

Oberer Rahmen. 6 Bleche, 12" br. $\frac{7}{16}$" st.	31,5 □"	
2 L Eisen 3¾" br. ⅝" st.	8,0 "	
Für einen Rahmen	39,5 □"	
Für beide Rahmen 79 □"; 168,41′ lg.; pro Cubz. 0,278 ℔		44383 ℔
Für Nietköpfe 3,5 Proc.		1554 "
Zusammen oberer Rahmen		45937 ℔
Unterer Rahmen. Der Querschnitt ist derselbe; als nutzbar sind aber nur 55,3 □" zu rechnen, da die 6. Platte und 6 Nietlöcher mit 23,94 □" abgehen		45937 "
Wände mit den äußeren 6" breiten Laschen		
$[2\,(9{,}58 \cdot \frac{7}{16} \cdot 12 + 3 \cdot 6 \cdot \frac{3}{8})\,168{,}41 \cdot 3{,}336]\,\frac{103{,}5}{100} = 66341$ ℔		
Vier Verstärkungsplatten auf dem Mittelpfeiler $(29 \cdot \frac{7}{16} \cdot 4)\,9\frac{1}{3} \cdot 3{,}336$ 1579 "		
Zusammen Wände		67920 "
T und L Eisen der Wände, nebst Laschen der senkrechten Fugen.		
16 äußere T Eisen à 9,58′ lg. . . . . . . = 153,28 lfd. Fuß		
35 " " " 8,14′ " . . . . = 285,00 " "		
34 " " " 7,42′ " . . . . = 252,28 " "		
Zusammen 690,56 lfd. Fuß		
à (3,85 · 3,336 =) 12,84 ℔	8869 ℔	
100 innere L Eisen à 9,6′ lg. . . . . = 960 lfd. Fuß		
70 " " " 8,3′ " . . . . = 581 " "		
Zusammen		
1541 lfd. Fuß à (2,2 · 3,336 =) 7,34 ℔	11311 ℔	
76 äußere Laschen à $(25 \cdot 14 \cdot \frac{3}{8} \cdot 0{,}278)$ ℔	2773 ℔	
Zusammen		22953 "
Horizontalverband der Fahrbahn $3 \cdot 13 \cdot 18 \cdot 6 \cdot \frac{3}{8} \cdot 3{,}336$		5269 "
Zwei zur Rahmenverstrebung dienende Binder		2840 "
Im Ganzen „Trägergewicht"		190856 ℔
Ein Zwischenbinder		
$(177 \cdot 21 + 2 \cdot 39 \cdot 23)\,\frac{3}{8} + 4\,(177 + 21 + 102 + 7)\,2{,}2 = 4769$ Cubz.		
à 0,278 ℔ =	1326 ℔	
Nietköpfe	44 "	
Zusammen	1370 ℔	
Zu übertragen		190856 ℔

Uebertrag 190856 ℔

$17\frac{1}{2}$ Stück Zwischenbinder à 1370 ℔ . . . . = 23975 ℔
23 Stück Hauptbinder à 1420 ℔ . . . . = 32660 „
Schienen 168,41 · 50 . . . . = 8420 „
Langschwellen und Belag . . . . = 16689 „

Im Ganzen „Fahrbahngewicht" 81744 „

Totalgewicht für 168,41 lfd. Fuß Brücke 272600 ℔

d. i. pro laufenden Fuß 1619 ℔, also ziemlich genau mit der obigen Angabe übereinstimmend.

Das „nutzbare" Gewicht ergiebt sich:

Einer der Rahmen ist voll zu rechnen mit . . . . 44383 ℔
Der andere Rahmen mit 55,3 □" . . . . 31103 „

Beide Rahmen 75486 ℔

Der gegen Zug wirksame Theil der Wand beträgt etwa . . . . . . 50866 „

Von den als Stielen dienenden T und LEisen kann man nur diejenigen als nutzbar rechnen, welche von einem Rahmen bis zum andern reichen, also . 13648 „

Für 168,41 lfd. Fuß „Nutzbares Gewicht" 140000 ℔

Setzt man das Eigengewicht der Brücke 1600 ℔ pro laufenden Fuß, die äußere Belastung 2240 ℔ pro laufenden Fuß, so ist das Verhältniß des Eigengewichtes zur Gesammtlast $\left(\frac{1600}{3840} =\right) \frac{1}{2,4}$ und die Stützweite der Mittelöffnung zu 124 Fuß angenommen, erhält man die Horizontalkraft auf einem Mittelpfeiler*) $= 0,088 \cdot 3840 \cdot 124^2 = 5195858$ Fußpfund. Die Entfernung der Rahmenschwerpunkte $= 9,75$ Fuß, den oberen Rahmen mit 55,06 □" und den unteren mit 79 □" substituirt, giebt:

$$\frac{5195858}{9,75 \cdot 79} = 6746 \text{ ℔ pro □" Druck auf dem Mittelpfeiler}$$

$$\frac{5195858}{9,75 \cdot 55,06} = 9679 \text{ ℔ pro □" Zug „ „ „}$$

Berechnet man für diese Spannungen pro □", die Höhe von 9,75 Fuß, die äußere Belastung von 2240 ℔ und das Eigengewicht von 1600 ℔ pro laufenden Fuß zwei Träger von rechtwinkliger Form: einen von 97,5' Stützweite, welcher die Seitenöffnung repräsentirt und in 10 Intervalle getheilt ist, den zweiten von 124' Stützweite, der die Mittelöffnung repräsentirt, in 12 Intervalle getheilt ist und in Uebereinstimmung mit der obigen Gewichtsberechnung hier nur zur Hälfte in Rechnung gestellt wird, so erhält man das „theoretische" Gewicht:

Oberer Rahmen. Träger von 97,5' . . . . 17136 ℔
Halber Träger von 124' . . . . 17305 „

Zusammen 34441 ℔

Unterer Rahmen. Träger von 97,5' 8800 ℔ }
Halber Träger von 124' 9364 ℔ } . . . . 18164 „

Stiele. Träger von 97,5' 4998 ℔ }
Halber Träger von 124' 3824 ℔ } . . . . 8822 „

Bänder. Träger von 97,5' 7059 ℔ }
Halber Träger von 124' 5770 ℔ } . . . . 12829 „

Für 168,41 lfd. Fuß „Theoretisches Gewicht" 74256 ℔

---

*) Laissle und Schübler, der Bau der Brückenträger, Stuttgart 1857, Seite 65.

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Für die zu berechnenden „Normalträger" sind folgende Bestimmungen maßgebend: Für die Seitenöffnung 95' Stützweite; 9,5' Höhe; $(453 + 6 \cdot 95) = 1023$ ℔ pro laufenden Fuß Eigengewicht. Für die Mittelöffnung 120' Stützweite; 12 Fuß Höhe; $(453 + 6 \cdot 120) = 1173$ ℔ pro laufenden Fuß Eigengewicht. Für Beide:

2092 ℔ pro laufenden Fuß äußere Belastung
6490 „ pro □" Druck
9311 „ pro □" Zug. —

Addirt man die Gewichte des ganzen Trägers für die Seitenöffnung zu denen des halben Trägers für die Mittelöffnung, so erhält man die nachstehenden, mit den bereits berechneten und hier reducirten, zusammengestellten Gewichte:

Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	25295 ℔	12991 ℔	38286 ℔	7486 ℔	10614 ℔	18100 ℔	56386 ℔
Theoretisches	31238 ℔	16475 ℔	47713 ℔	8002 ℔	11636 ℔	19638 ℔	67351 ℔
Nutzbares	—	—	68466 ℔	12379 ℔	46135 ℔	58514	126980 ℔
Träger-	incl. Verstrebungen		90685 ℔	20818 ℔	61603 ℔	82421 ℔	173106 ℔

Als mittlere Spannweite für die drei gekuppelten Oeffnungen ist nach III. 1. zu rechnen:

$$\left(\frac{120 + 2 \times 95}{3} =\right) 103{,}33 \text{ Fuß},$$

wonach $\frac{173106 \cdot \frac{2}{3}}{103{,}33^2}$ = „Trägergewicht" = (10,81) ℔ pro laufenden Fuß. Das „Fahrbahngewicht" ist $\frac{74112}{163{,}526} = 453$ ℔ pro laufenden Fuß.

Die Construction des Oberbaues ist im Obigen spezieller beschrieben, weil ihr eine im Jahre 1851 nicht mehr ganz gewöhnliche Auffassung zu Grunde zu liegen scheint; nachdem die Engländer fünf Jahre früher heraus experimentirt hatten, daß Kopf und Fuß eines ausgebildeten Trägers das Bestreben hätten, sich einander zu nähern, wurde hier die Rippe behandelt als wenn sie hauptsächlich horizontalen Kräften widerstehen müßte. Dies geht nicht allein daraus hervor, daß von den vier Wandplatten die oberste und unterste durch vollständige Laschen, mit mehren Nietreihen in jeder Platte hintereinander, verbunden sind, während die verticalen Fugen der beiden mittleren Plattenreihen nur durch schmale Winkel- und T Eisen gedeckt werden, sondern noch mehr daraus, daß bei den Zwischenbindern sowohl die inneren Winkeleisen wie die äußeren T Eisen mitten in der Wand aufhören, und daß sogar bei den Hauptbindern die äußeren T Eisen auf den erwähnten breiten Laschen des untersten Wandplattenstreifens endigen; ebenfalls aus der Verstärkung der Wände über den Mittelpfeilern, welche sich auf die oberste und unterste Plattenreihe beschränkt, ist zu ersehen, daß man diese Theile der Wände als Theile des Rahmens betrachtete, und die von Herrn Welkner mitgetheilte Berechnung des Tragvermögens der Brücke setzt in der That voraus, daß die ganze Wand für die Horizontalkräfte disponible sei. Diese Auffassung hält man jetzt allgemein für unrichtig, und in der vorstehenden Berechnung konnte deshalb nur etwa ⅔ des Gesammtgewichtes der Wände als „nutzbar" betrachtet werden.

Diese Eigenthümlichkeiten der Wände, verbunden mit dem durchweg gleichen Querschnitt der Rahmen bedingen einen großen Materialaufwand für die Brücke: In Folge der beträchtlichen Trägerhöhe fällt das „theoretische" Gewicht zwar gering aus, allein das „nutzbare" Gewicht ist das 1,88fache und das „Trägergewicht" das 2,57fache des „theoretischen"; zwei so ungünstige Verhältnisse wie sie bei keiner andern der untersuchten Brücken stattfinden.

Die Anwendung einer geringeren Trägerhöhe — die gewählte beträgt $\frac{1}{10}$ der Weite der Endöffnungen — würde gewiß günstigere Resultate ergeben haben, zumal da die durch die Localverhältnisse bedingte tiefe Lage der Querträger eine unvortheilhafte Absteifung der oberen Rahmen nothwendig machte; ihretwegen wurde die lichte Breite der Brücke zu 13′ 11″ statt zu 13′ 2″ angenommen, und trotzdem betrugen bei den Probefahrten die seitlichen Bewegungen der oberen Rahmen in max. $1\frac{1}{4}$ Linien, was mit Rücksicht auf ihre Entstehungsart wohl kaum als ganz unbedenklich betrachtet werden darf.

Mit der Trägerhöhe von 10 Fuß hätte man beinahe zwei statt drei Oeffnungen auf jeder Seite der Drehbrücke überspannen können: Zwei Pfeiler mit zusammen 52000 Thlr. wären dadurch überflüssig geworden und man hätte außer 10 bis 20000 Thlr. ein ganzes Baujahr erspart. Der damalige Eisenbahnbauinspector Funk*) rechtfertigt die getroffene Eintheilung der ganzen Lichtweite, indem er sagt, daß die Totalkosten bei Anwendung größerer Spannweiten zwar etwas geringer ausgefallen wären, die Masse des vergänglicheren Oberbaues, des in der Unterhaltung kostbareren Theiles des ganzen Bauwerkes sich dagegen vermehrt haben würde. Ob diese Bemerkung ganz zutreffend ist, muß dahingestellt bleiben, denn die Pfeiler und namentlich die Lager für die Brückenträger auf denselben bedürfen auch der Unterhaltung.

Das Verhältniß des „Trägergewichtes" zum „normalen" ist bei der Leda-Brücke fast dasselbe wie bei der Weichselbrücke, obgleich zwischen beiden ein so auffallender Gegensatz stattfindet. Jene, die größte Brücke Hannovers, des Vaterlandes der Parabelträger: der kaum dem Ei entschlüpfte homogene Balken; diese, die größte preußische Brücke: das Gitter auf dem Gipfelpunkte seiner Ausbildung! —

---

§. 7. Crumlin-Viaduct in der Newport-Abergavenny-Hereford-Eisenbahn.

Erbaut von den Ingenieuren Liddell und Gordon im Jahre 1853.

Nach einer Mittheilung des Regierungs- und Baurathes Malberg im achten Bande der Preußischen Zeitschrift für Bauwesen.

Englisches Maaß und Gewicht.

Nach der obengenannten sehr sorgfältigen Beschreibung besteht dieser Viaduct aus 10 gleichen Oeffnungen von 150 Fuß, von Mitte zu Mitte der Pfeiler gerechnet. Die aus Gußeisen construirten Pfeiler haben sehr verschiedene Höhen, bis zu 200 Fuß, und bestehen aus einzelnen 17 Fuß hohen Etagen, von denen in der Ansicht auf Blatt II nur die oberste angedeutet ist.

Jede Oeffnung ist durch vier gleiche Träger überspannt, von denen die mittleren sechs

---

*) Notizblatt des Hannöv. Arch.- u. Ing.-Vereins 1852—1853, S. 187.

Fuß und je zwei äußere neun Fuß von Mitte zu Mitte entfernt sind. Die mittleren Träger sind untereinander nur durch den sechszölligen Holzbelag verbunden. Dieser liegt auf den oberen Rahmen der Träger, reicht über die ganze Breite der Brücke und bildet die Fahrbahn. Unter den Schienen der beiden Gleise liegen außerdem schwache Langschwellen.

In der nachstehenden Berechnung werden die beiden zu einem Gleis gehörigen Träger sowie der betreffende Theil der Fahrbahn in Betracht gezogen werden.

Das Gewicht wird pro Gleis und Oeffnung

für die Tragwände	zu	50	Tons	=	112000 ℔
„ „ Fahrbahn	„	21	„	=	47040 „
zusammen	zu	71	Tons	=	159040 ℔

angegeben. —

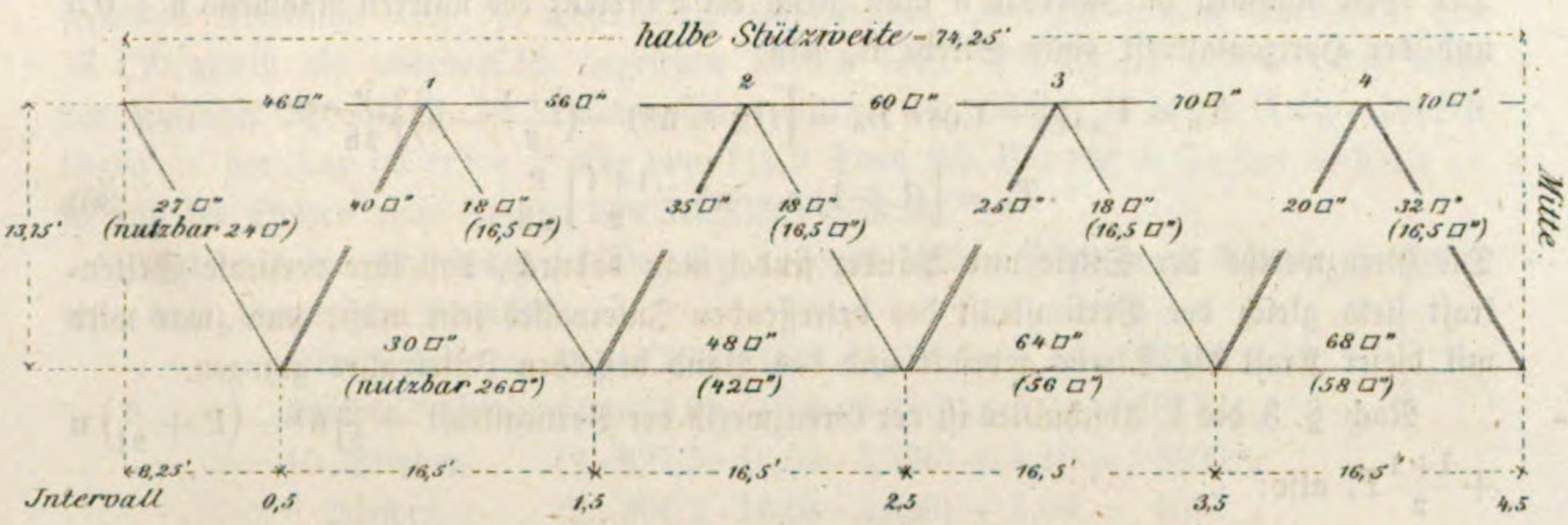
Die Construction einiger der im Allgemeinen einander sehr ähnlich construirten Theile der Träger geht aus den auf Blatt IV nach Herrn Malberg copirten Details hervor. Leider fehlt eine genauere Angabe über die Verlaschungen, weshalb die umstehend den ganzen Querschnitten beigefügten nutzbaren Querschnitte nicht als ganz richtig verbürgt werden können. Aus demselben Grunde ist die folgende Gewichtsberechnung nicht genau; mit dem obigen Totalgewicht ist sie dadurch in Uebereinstimmung gebracht, daß den Gewichten der einzelnen Theile als „Uebergewicht" Zuschläge gemacht sind; dadurch ist wenigstens vermieden, daß der Vergleich für die Brücke im Ganzen zu günstig ausfällt.

Gewichtsberechnung
für ein Gleis einer Oeffnung.

Oberer Rahmen 267 · 2 · 16,5 · 3,336	= 29393 ℔	
Verstärkungen an den Bolzen	760 „	
Rietköpfe	1847 „	
Laschen und Uebergewicht	2500 „	
Zusammen Oberer Rahmen		34500 ℔
Unterer Rahmen 210 · 2 · 16,5 · 3,336	= 23118 ℔	
Verstärkungen an den Bolzen	3700 „	
Rietköpfe	382 „	
Laschen und Uebergewicht	2800 „	
Zusammen Unterer Rahmen		30000 „
10 Streben 152 · 2 · 17 · 3,336	17240 ℔	
Die Verschwächungen an den Bolzen heben sich gegen die Rietköpfe.		
Uebergewicht	1460 „	
Zusammen 10 Streben		18700 „
8 Bänder 81 · 2 · 17 · 3,336	9187 ℔	
Verstärkungen an den Bolzen	961 „	
Uebergewicht	1252 „	
Zusammen 8 Bänder		11400 „
Verstrebungen. 19 gußeiserne Streben	5500 ℔	
2 Horizontalverbände	4000 „	
Zusammen Verstrebungen		9500 „
„Trägergewicht"		104100 ℔
Zu übertragen		104100 ℔

	Uebertrag 104100 ℔
Fahrbahn 1125 Cubikfuß Holz à 37 ℔	41625 ℔
Gußeisen-Geländer	4275 „
Schienen 60 ℔ pro laufenden Fuß	9000 „
Zusammen „Fahrbahngewicht"	54900 „
Total pro Gleis und Oeffnung	159000 ℔

Querschnitte beider Träger eines Gleises.

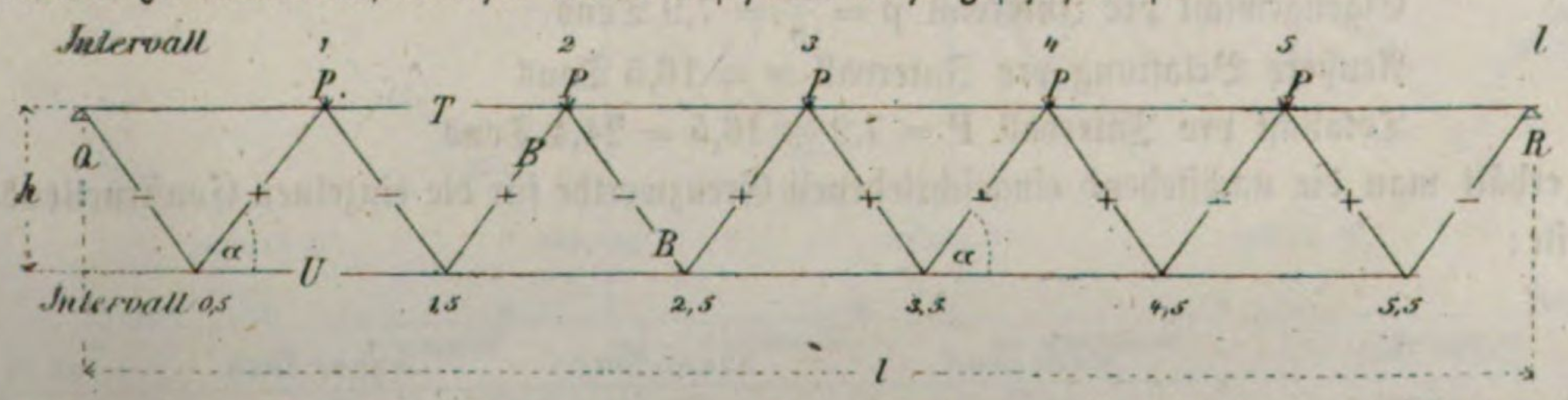


Bem: Die als Streben construirten und berechneten Theile der Vertikal-Constructionen sind durch doppelte Linien gekennzeichnet.

Das „nutzbare Gewicht" findet man, wenn man den oberen Rahmen mit seinem vollen Querschnitt, den unteren Rahmen und die Bänder mit ihren nutzbaren Querschnitten, die Streben aber — weil sie in der Nähe der Bolzen sehr geschwächt sind und die Winkeleisen in der Mitte nur zur Vermehrung der Steifigkeit angebracht wurden — mit der Hälfte ihres vollen Querschnittes in Rechnung stellt, wie folgt:

Oberer Rahmen	29393 ℔
Unterer Rahmen 182 · 2 · 16,5 · 3,336	20036 „
10 Streben 76 · 2 · 16,04 · 3,336 . .	8133 „
8 Bänder 73,5 · 2 · 16,04 · 3,336 . .	7866 „
Zusammen „Nutzbares Gewicht"	65428 ℔

Zur Berechnung der in den Verticalconstructionen wirksamen Spannungen sind die Formeln zu entwickeln, welches im I. Abschnitte nicht geschehen ist. —



Ist der Warrenträger pro Intervall im oberen Rahmen mit P belastet, so ist für den Querschnitt n die Horizontalkraft

$$H_n = (\ln - n^2)\,\frac{P}{2h}$$

und muß dieselbe allein von dem unteren Rahmen daselbst aufgenommen werden, wonach

$$U_{n+0,5} = (\ln - n^2)\,\frac{P}{2h} \qquad 29)$$

Geht man vom Intervall $U_{n+0,5}$ des unteren Rahmens zu dem $U_{n-0,5}$ über, so ist:

$$U_{n-0,5} = (l\,[n-1] - [n-1]^2)\,\frac{P}{2h}$$

Die Differenz dieser Kräfte muß gleich der Summe der horizontalen Seitenkräfte der in dem Intervall n liegenden Strebe und Band sein, wonach — da diese unter sich wegen gleicher Neigung gleich sind —

$$\cos\alpha\,B_n = \left[(ln - n^2) - (l\,[n-1] - [n-1]^2)\right]\frac{P}{4h}$$

$$B_n = \left(\frac{l+1}{2} - n\right)\frac{P}{2h\cos\alpha}$$

Der obere Rahmen im Intervall n muß gleich der Differenz des unteren Rahmens n + 0,5 und der Horizontalkraft einer Strebe B_n sein:

$$T_n = U_{n+0,5} - \cos\alpha\,B_n = \left[(ln - n^2) - \left(\frac{l+1}{2} - n\right)\right]\frac{P}{2h}$$

$$T_n = \left[(l+1)\,n - n^2 - \frac{l+1}{2}\right]\frac{P}{2h} \qquad 30)$$

Die Grenzwerthe der Stiele und Bänder findet man dadurch, daß ihre verticale Seitenkraft stets gleich der Verticalkraft des betreffenden Intervalles sein muß, und zwar wird mit dieser Kraft die Strebe gedrückt und das Band desselben Intervalles gezogen.

Nach §. 3 des I. Abschnittes ist der Grenzwerth der Verticalkraft $= \frac{\pi}{2l}n^2 - \left(P + \frac{\pi}{2l}\right)n + \frac{l+1}{2}P$, also:

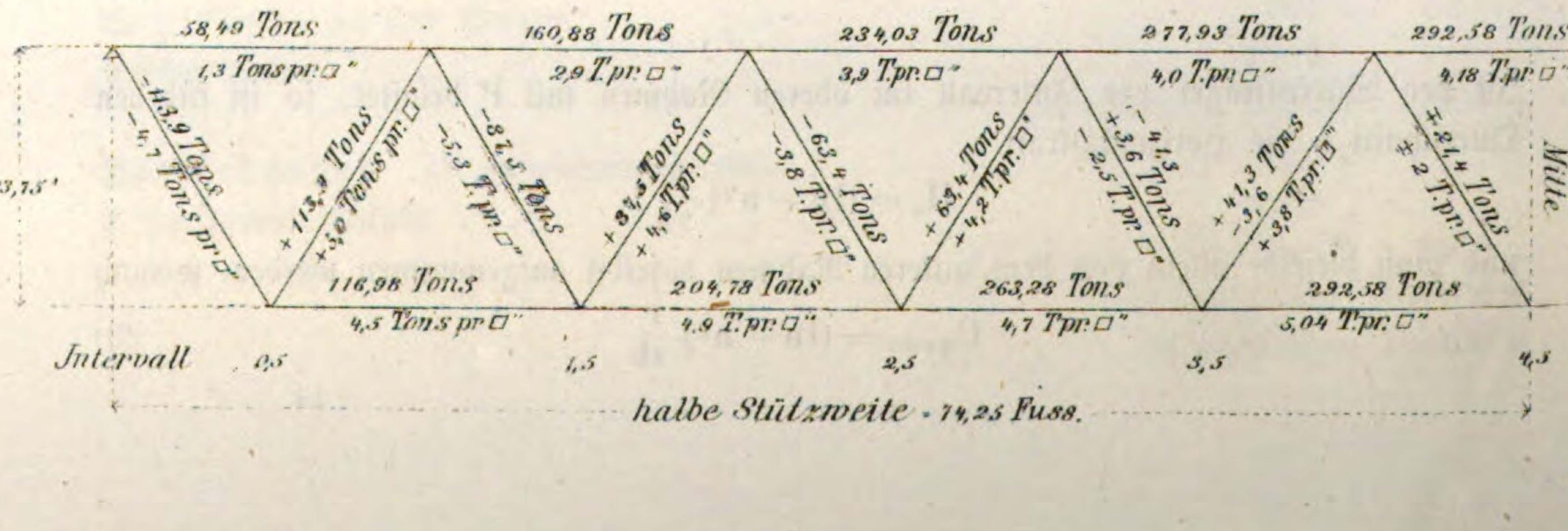
$$\sin\alpha\,B_n = \pm\left[\frac{\pi}{2l}n^2 - \left(P + \frac{\pi}{2l}\right)n + \frac{l+1}{2}P\right] \qquad 31)$$

durch welche Gleichungen 29), 30) und 31) die Grenzwerthe sämmtlicher Constructionstheile des Warrenträgers bestimmt sind.

Im vorliegenden Falle ruhen etwa $\frac{5}{6}$ der Totalbelastung auf dem oberen Rahmen, weshalb man ohne nennenswerthen Fehler die entwickelten Formeln darauf anwenden kann. Substituirt man in dieselben die Werthe:

$l = 9 \cdot 16{,}5 = 148{,}5'$
Intervallgröße $= 16{,}5'$
$h = 13{,}75'$
Länge Band und Strebe $= \sqrt{13{,}75^2 + 8{,}25^2} = 16{,}04'$
$\sin\alpha = \frac{13{,}75}{16{,}04} = 0{,}857$
$\cos\alpha = \frac{8{,}25}{16{,}04} = 0{,}514$
Eigengewicht pro Intervall $p = \frac{71}{9} = 7{,}9$ Tons
Aeußere Belastung pro Intervall $\pi = 16{,}5$ Tons
Totallast pro Intervall $P = 7{,}9 + 16{,}5 = 24{,}4$ Tons

so erhält man die nachstehend eingeschriebenen Grenzwerthe für die einzelnen Constructionstheile:



Die gleichfalls eingeschriebenen Spannungen pro □″ ergeben, daß in den Rahmen in max. stattfindet:

4,18 Tons oder 9363 ℔ pro □″ Druck
5,04 Tons oder 11290 ℔ pro □″ Zug.

In den Bändern erreicht der Zug 5,3 Tons pro □″, und der Druck in der ersten Strebe, wenn man ihren nutzbaren Querschnitt 23 □″ rechnet, 5 Tons pro □″; dieser Druck ist immer noch sehr mäßig, da der Querschnitt der Streben zwischen den Rahmen fast doppelt so groß und von einer sehr steifen Form ist. Das Band im 4. Intervall hat bei der schiefsten Belastung noch 3,6 Tons Druck auszuhalten, was bei seinem Querschnitt von 18 □″ gewiß als unbedenklich angesehen werden darf. Die Bolzen haben in der Nähe der Auflager $3\frac{1}{4}$″, sonst 3″, Durchmesser, und da die Bänder in jedem Träger doppelt liegen — der Zug im ersten Bande von 113,9 Tons sich also auf 4 Stellen vertheilt — so sind die Bolzen ohne Zweifel von reichlicher Stärke.

Legt man die gefundenen stärksten Spannungen in den Rahmen zu Grunde, so findet man das „theoretische Gewicht“:

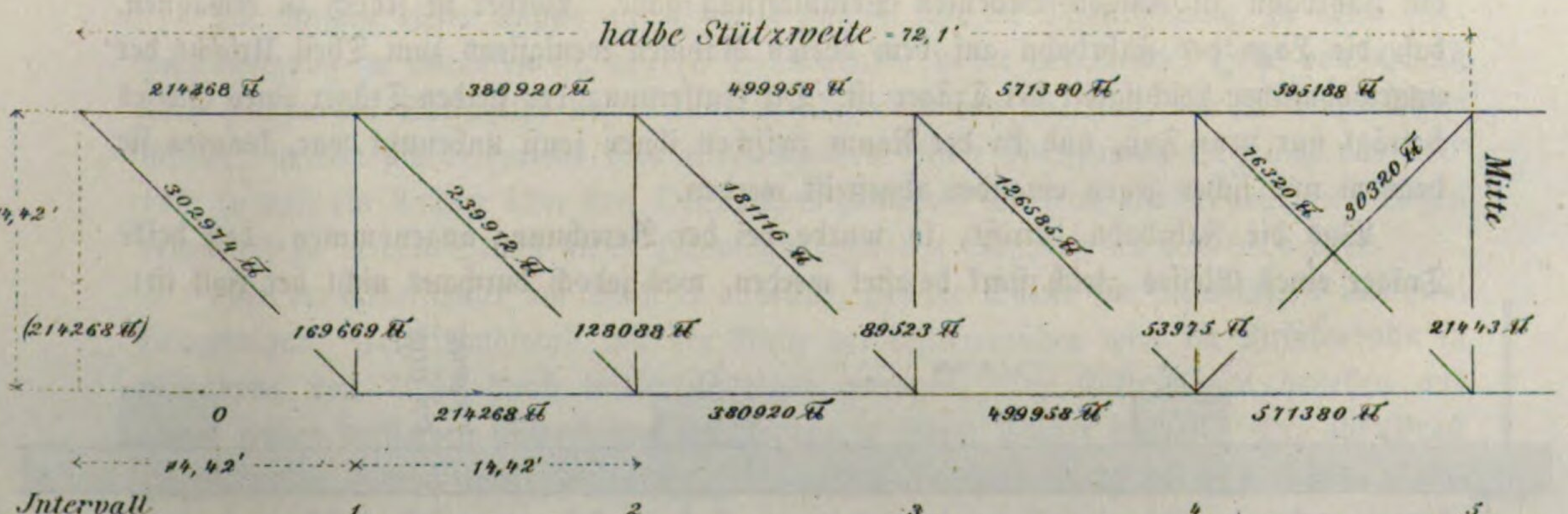
Oberer Rahmen	$(2 \cdot 877{,}62 \cdot 16{,}5 \cdot 3{,}336) \div 4{,}18 =$	23169 ℔
Unterer Rahmen	$(2 \cdot 877{,}62 \cdot 16{,}5 \cdot 3{,}336) \div 5{,}04 =$	19172 „
10 Streben	$(2 \cdot 327{,}5 \cdot 16{,}04 \cdot 3{,}336) \div 4{,}18 =$	8405 „
8 Bänder	$(2 \cdot 306{,}1 \cdot 16{,}04 \cdot 3{,}336) \div 5{,}04 =$	6501 „
	Zusammen „Theoretisches Gewicht“	57247 ℔

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Für den Normalträger findet man:

Die Stützweite = 144,2 Fuß
Das Eigengewicht $= 342 + 6 \cdot 144{,}2 = 1210$ ℔ pro laufenden Fuß
$p = 1210 \cdot 14{,}42 = 17448$ ℔ pro Intervall
Die äußere Belastung $\pi = 2092 \cdot 14{,}42 = 30167$ ℔ pro Intervall
Die Totalbelastung $P = 17448 + 30167 = 47615$ ℔ pro Intervall

wonach sich für die einzelnen Constructionstheile folgende Anstrengungen ergeben:



Um beim Vergleich die Anordnung zu berücksichtigen, daß die Träger mit dem oberen Rahmen aufliegen, soll für den Normalträger dieselbe Annahme gemacht werden, wonach also der Anfangsstiel wegfällt. Für die Spannungen von 9007 ℔ Druck und 10861 ℔ Zug pro □″ ergiebt sich dann das „normale Gewicht“:

Oberer Rahmen (2261714 · 2 · 14,42 · 3,348) ÷ 9007 = 24246 ℔
Unterer Rahmen (1666526 · 2 · 14,42 · 3,348 ÷ 10861 = 14815 „
Stiele (451976,5 · 0,01072) . . . . = 4845 „
Bänder (957227 · 0,00889 · 1,414) . . . . . . = 12033 „
Zusammen „Normales Gewicht" 55939 ℔

Mit den schon berechneten und hier reducirten Gewichten zusammengestellt:

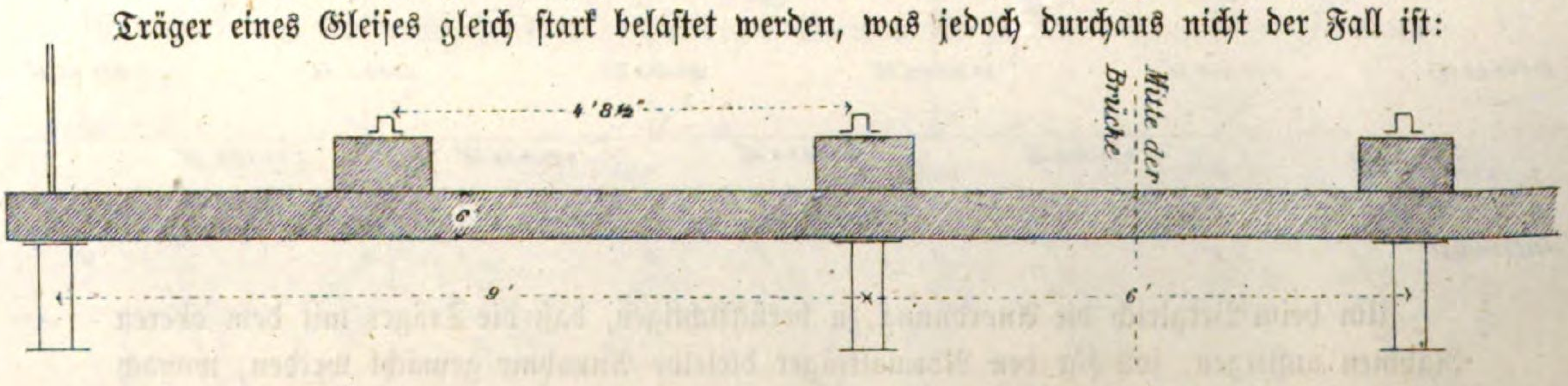
Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	24246 ℔	14815 ℔	39061 ℔	4845 ℔	12033 ℔	16878 ℔	55939 ℔
Theoret.	21014 ℔	17389 ℔	38403 ℔	7623 ℔	5896 ℔	13519 ℔	51922 ℔.
Nutzbares	26659 ℔	19727 ℔	46386 ℔	7377 ℔	7134 ℔	14511 ℔	60897 ℔
Träger-	35600 ℔	31518 ℔	67118 ℔	16961 ℔	10340 ℔	27301 ℔	94419 ℔

Bemerkung. Beim Trägergewicht ist jedem Rahmen das halbe Gewicht der Verstrebungen zugelegt —

Das „Trägergewicht" ist $\frac{94419}{144,2^2} = (4,51)$ ℔ pro laufenden Fuß. Das „Fahrbahngewicht" $\frac{49794}{145,65} = 342$ ℔ pro laufenden Fuß.

Diese Brücke ist außerordentlich leicht, und soweit sie durch die vorstehenden Rechnungen geprüft ist, nicht minder stark. Das Verhältniß des „Trägergewichtes" zum „normalen" ist ein sehr günstiges, was sich durch die zweckmäßige Wahl des Systems der Verticalconstructionen erklärt. Die großen Intervalle gestatteten die nutzbare Trägerhöhe $= \frac{1}{10,8}$ der Stützweite zu machen, so daß das „theoretische Gewicht" um 7 Prozent kleiner ausfällt als das „normale". Durch die sehr geschickte Construction, welche mit geringem Materialaufwande überall die erforderliche Steifigkeit herstellte und die Schwächungen der verschiedenen Theile an den Verbindungspunkten zu ersetzen wußte, ist dieser Vortheil aufrecht erhalten und die Brücke würde in der That musterhaft zu nennen sein, wenn nicht die Fahrbahn zu einigen Bedenken Veranlassung gäbe. Vorher ist jedoch zu erwähnen, daß die Lage der Fahrbahn auf dem oberen Rahmen wenigstens zum Theil Ursache der ungewöhnlichen Leichtigkeit der Träger ist. Die Entfernung der beiden Träger eines Gleises beträgt nur neun Fuß, und da der Raum zwischen ihnen sonst unbenutzt war, konnten sie bequem und sicher gegen einander abgesteift werden.

Was die Fahrbahn betrifft, so wurde bei der Berechnung angenommen, daß beide Träger eines Gleises gleich stark belastet werden, was jedoch durchaus nicht der Fall ist:



Eine Schiene liegt gerade über einem der Träger, so daß dieser nicht nur die eine Hälfte der äußeren Last allein, sondern auch noch ⅙ der andern Hälfte tragen muß. Man kann

nicht annehmen, daß der sechszöllige Belag etwa auch den Träger des Nebengleises in Mitleidenschaft zöge und keinenfalls könnte dies eine andere Lastvertheilung bei gleichzeitiger Belastung beider Gleise bewirken. Die Anstrengung des oberen Rahmens der inneren Träger wird sich demgemäß in der Mitte von 9007 ℔ bis auf etwa 12000 ℔ pro □″ steigern. Noch bedeutend größer wird sie aber durch die direkte Belastung des oberen Rahmens; da die Langschwellen, welche — soviel aus der Zeichnung ersichtlich — nicht mehr als etwa 6″ Höhe und 12″ Breite haben, nicht viel zur Vertheilung des aus den Rädern der Eisenbahnfahrzeuge hervorgehenden Druckes beitragen können, so kann der obere Rahmen auf die Länge eines Intervalles von 16 Fuß $\frac{1}{8}$ des Gewichtes einer Lokomotive freitragen müssen. Bei seiner äußeren Höhe von circa 14 Zoll und einem Querschnitt von 35 □″ in der Trägermitte kann hieraus allein ein beträchtlicher Druck resultiren, der sich beim Ueberfahren mehrer Lokomotiven — wobei also gleichzeitig die größte lokale Belastung mit dem auf 12000 ℔ pro □″ berechneten Drucke stattfindet — bis zu einem die Elastizitätsgrenze streifenden steigern muß.

Wenn nun auch wegen dieser Anordnung der Fahrbahn der Oberbau der Brücke als Ganzes nicht nachahmenswerth genannt werden darf, so bleibt deshalb die Construction der Träger an und für sich doch vorzüglich. Man könnte die Lage der Träger zu einander verändern, die Fahrbahn besser und schwerer machen, ohne daß deshalb das Verhältniß des „Trägergewichtes" zum „normalen" sich wesentlich zu verschlechtern brauchte.

Betrachtet man die ungeschickte Fahrbahn neben den durchdacht und sinnreich gebildeten Trägern, so muß man glauben, daß die erste den letzten durch eine unkundige Hand hinzugefügt worden sei. —

---

§. 8. Boyne-Brücke bei Drogheda.

Erbaut von James Barton unter Sir John Macneill.

Eröffnet den 5. April 1855.

Nach einer Mittheilung des Wasserbauinspectors H. Lohse im 7. Bande der Preuß. Zeitschr. für Bauwesen.

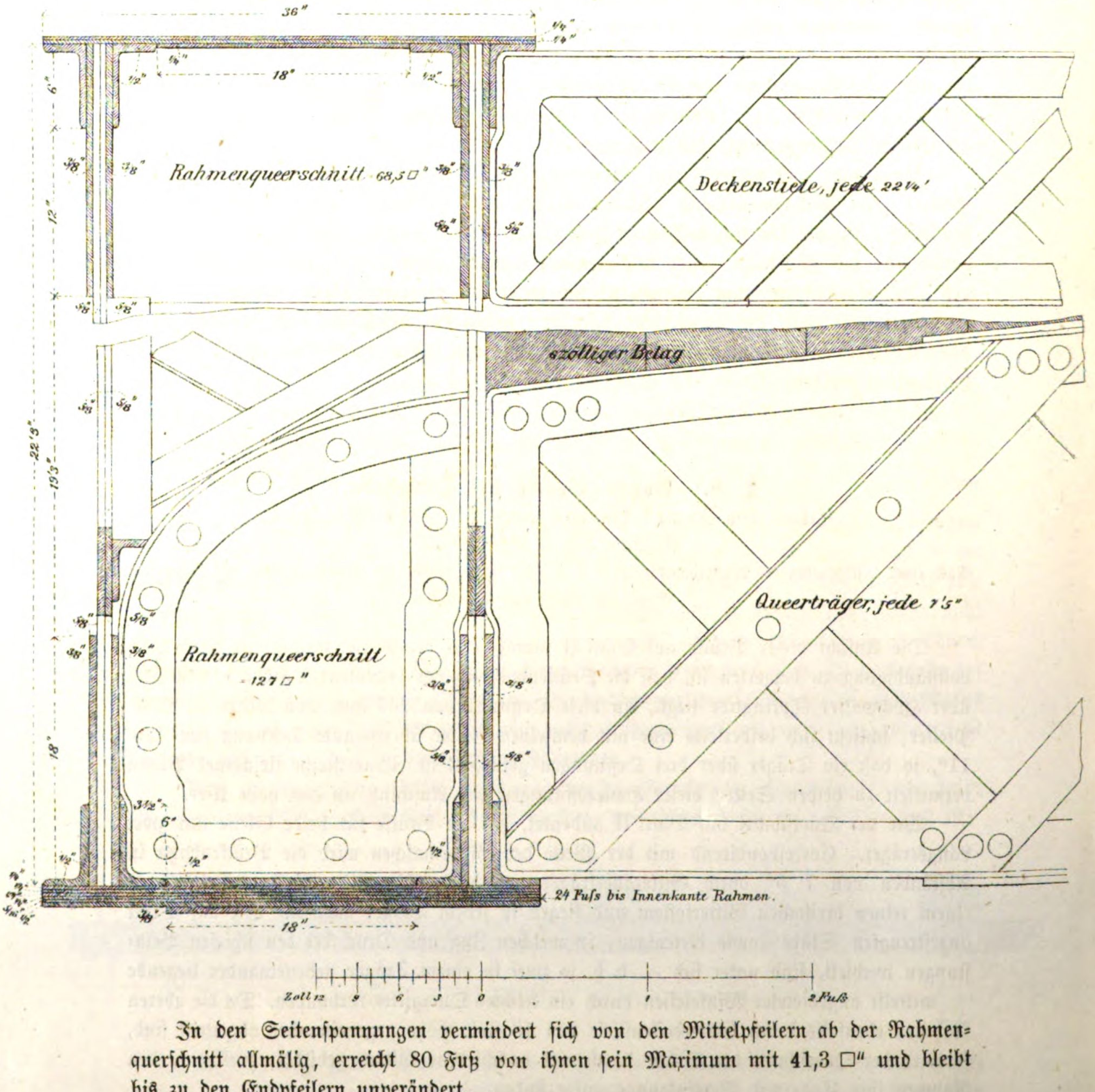
Englisches Maaß und Gewicht.

Die Ansicht dieser Brücke auf Blatt II umfaßt nur die Mittelöffnung, zu deren Vervollständigung zu bemerken ist, daß die Brückenbahn in der bedeutenden Höhe von 90 Fuß über Hochwasser Springtide liegt. An diese Oeffnung von 267 Fuß, von Mitte zu Mitte Pfeiler, schließt sich beiderseits eine mit demselben Gitter überspannte Oeffnung von 140′ 11″, so daß ein Träger über drei Oeffnungen gekuppelt ist. Eine Reihe steinerner Bögen vermittelt zu beiden Seiten dieser Hauptöffnungen den Anschluß an das hohe Ufer.

Wie der Querschnitt auf Blatt II andeutet, hat die Brücke für beide Gleise nur zwei Längsträger. Correspondirend mit der Weite der Gittermaschen wird die Brückenbahn in Abständen von 7′ 5″ durch Gitterquerträger getragen. Die Gitterwände bestehen aus einem reinen dreifachen Gittersystem und liegen in jedem Träger doppelt. Die auf Druck angestrengten Stäbe sowie diejenigen, in welchen Zug und Druck bei den schiefen Belastungen wechselt, sind unter sich — d. h. je zwei in einem Träger nebeneinander liegende — mittelst angenieteter Winkeleisen durch ein leichtes Quergitter verbunden. Da die oberen Rahmen ebenfalls durch Gitterdeckenstiele von 18 Zoll Höhe gegeneinander abgesteift sind, so wird der Querschnitt der Brücke durch vier verschiedene Gitter gebildet, welche in den Rahmen ihre End- und Vereinigungspunkte finden.

Der Querschnitt der Rahmen — deren Form aus den nachstehenden Skizzen hervorgeht — beträgt:

In der Mittelspannung, das Minimum, 40 Fuß von den Pfeilern in beiden Rahmen	68,5 □″
Unterer Rahmen in der Mitte der Mittelspannung	127,0 „
Oberer Rahmen in der Mitte der Mittelspannung	113,5 „
Oberer Rahmen über den Mittelpfeilern	132,6 „
Unterer Rahmen über den Mittelpfeilern	127,0 „



In den Seitenspannungen vermindert sich von den Mittelpfeilern ab der Rahmenquerschnitt allmälig, erreicht 80 Fuß von ihnen sein Maximum mit 41,3 □″ und bleibt bis zu den Endpfeilern unverändert.

Die Platten in den Rahmen sind meistens 14 Fuß 10 Zoll lang, ¼ bis ½ Zoll, in min. selbst nur $\frac{3}{16}$ Zoll stark. Die Niete zur Verbindung der Platten unter sich und mit den Winkeleisen sind einen Zoll stark bei 4½ Zoll Theilung.

Die 32 Fuß langen Gitterstäbe haben in der Mitte ihrer Länge einen Stoß mit doppelten Decklaschen und sind sämmtlich ⅝ Zoll stark. Ihre Breite beträgt in der Mitte der Mittelöffnung 4½ Zoll, und nimmt nach den Pfeilern bis zum Maximum von 10½ Zoll zu. Der übrig bleibende Raum zwischen den Platten des unteren Rahmens und den Gitterstäben ist mit Asphalt ausgegossen. —

Auf den Pfeilern sind kastenförmige Absteifungen der Gitterwände von Platten angebracht und im oberen Theile mit Einsteigeöffnungen versehen.

Die mittlere Spannweite ist 267 Fuß von Mitte zu Mitte der Pfeiler, 263 Fuß 6 Zoll im Lichten zwischen den Auflagern und ihr Eisengewicht für beide Gleise wie folgt:

Oberer Rahmen	105,5	Tons
Unterer Rahmen	109,1	"
Gitterwerk	82,8	"
Obere Querträger	6,8	"
Untere Querträger	46,1	"
Obere und untere Horizontalgitter .	10,9	"
Absteifungen auf den Pfeilern . .	24,8	"
Zusammen	386	Tons

Ueber das Gewicht der Seitenöffnungen wird nichts gesagt. —

Die Berechnung der Brücke ist für eine äußere Belastung von 1 Ton pro laufenden Fuß Gleis geschehen und die Querschnitte sind so bemessen, daß bei keiner Stellung der Belastung die Anstrengung der gezogenen Theile nach Abzug der Nietlöcher größer als 5 Tons pro □", die der gedrückten Theile größer als 4½ Tons pro □" werden kann.

Da die drei gekuppelten Oeffnungen der Brücke wie ein Ganzes betrachtet werden müssen, so sollen für den Vergleich die halbe Mittelöffnung und eine Seitenöffnung, Beide für ein Gleis, näher in Betracht gezogen werden.

Setzt man:

Die Trägerlänge der halben Mittelöffnung . . . . 133,5′
Die Trägerlänge einer Seitenöffnung . . . . 141,0′
Der Rahmenquerschnitt der Mittelöffnung durchschnittlich . . . . 105 □"
Der Rahmenquerschnitt der Seitenöffnung durchschnittlich . . . . 70 □"
Die Stärke der Gitterstäbe in beiden Oeffnungen bei einer Länge von 31′ 5"
durchschnittlich (6" × ⅝) 2 . . . . = 7½ □"

so erhält man — für die Mittelöffnung in genauem Anschluß an ihr oben mitgetheiltes Eisengewicht — nachstehendes

Gewicht für ein Gleis der halben Brücke.

		Halbe Mittelöffnung	Seitenöffnung	Zusammen
Beide Rahmen	nach obigem Querschnitt	93524 ℔	65853 ℔	204029 ℔
	Laschen, Niete u. s. w.	26652 "	18000 "	
Zugbänder	nach obigem Querschnitt	14037 "	14826 "	31800 "
	Laschen und Niete	1463 "	1474 "	
	Zu übertragen	135676 ℔	100153 ℔	235829 ℔

	Halbe Mittelöffnung	Seitenöffnung	Zusammen
Uebertrag	135676 ℔	100153 ℔	235829 ℔
Streben: nach obigem Querschnitt incl. Winkeleisen und Gitter	28074 „	29651 „	91924 „
Streben: Laschen und Niete	2794 „	2849 „	
Streben: Absteifungen auf den Pfeilern	13888 „	14668 „	
Obere Querträger und Horizontalgitter	9912 „	10469 „	20381 „
Zusammen „Trägergewicht"	190344 ℔	157790 ℔	348134 ℔

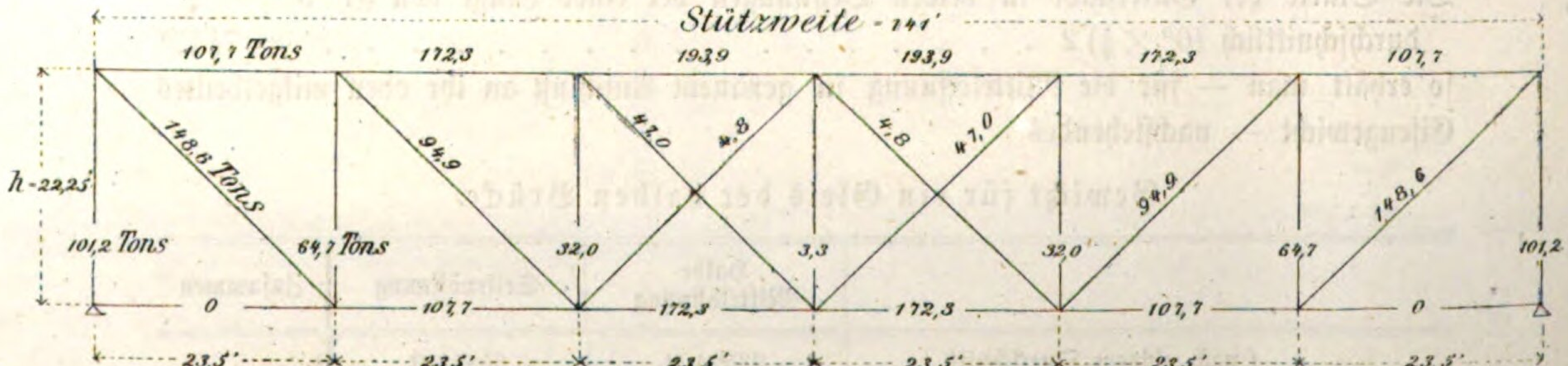
Holz, 7 Cubikfuß à 37 ℔ pro laufenden Fuß Gleis	71096 ℔
Querträger	53082 „
Schienen, 50 ℔ pro laufenden Fuß Gleis	13725 „
Asphalt, geschätzt auf 30 ℔ pro laufenden Fuß	8235 „
Zusammen für 274,5 Fuß „Fahrbahngewicht"	146138 „
Totalgewicht für ein Gleis der halben Brücke	494272 ℔

Rechnet man, zur Bestimmung des „nutzbaren" Gewichtes, einen der Rahmen mit seinem vollen Querschnitte und zieht von dem zweiten 16 Procent für Nietlöcher ab; zieht man von den Zugbändern 12 Procent für Nietlöcher ab, und rechnet für die Streben den vollen Querschnitt mit durchschnittlich 7,5 □", sowie außerdem 2,5 □" für die beiden angenieteten Winkeleisen, so erhält man als „nutzbares" Gewicht für die

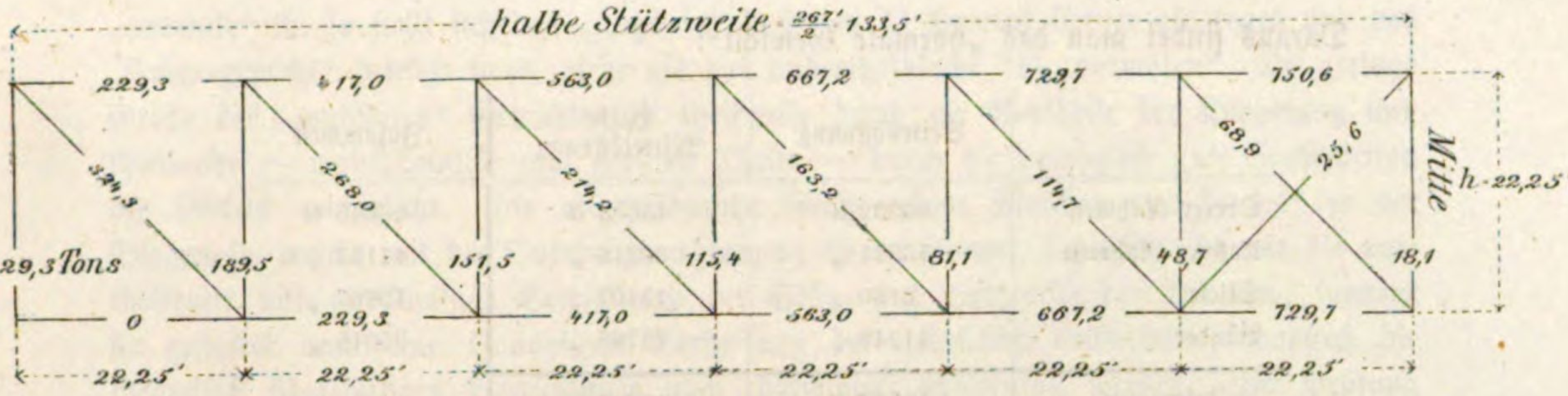
Rahmen	147000 ℔
Zugbänder	25000 „
Streben	40000 „
Für ein Gleis der halben Brücke „Nutzbares Gewicht"	212000 ℔

Für die „theoretischen" Träger kann man eine Anstrengung des Materials von 5 Tons pro □" Zug und $4\frac{1}{2}$ Tons pro □" Druck annehmen, da — soviel sich ohne eingehende Untersuchungen ersehen läßt — diese Grenzen in der Brücke bei der Belastung von 1 Ton pro laufenden Fuß Gleis nicht überschritten werden.

Das Totalgewicht der Seitenöffnung ist 232855 ℔, also das Eigengewicht des „theoretischen" Trägers für dieselbe $\left(\frac{232855}{6 \cdot 2240} =\right)$ rot. 17 Tons pro Intervall; die äußere Belastung 23,5 Tons pro Intervall, woraus sich folgende Anstrengungen ergeben:



Das Totalgewicht der halben Mittelöffnung ist 261417 ℔, also das Eigengewicht des „theoretischen" Trägers für sie anzunehmen zu $\left(\frac{261417}{6 \cdot 2240} =\right)$ 19,45 Tons; die äußere Belastung zu 22,25 Tons pro Intervall, wonach sich findet:



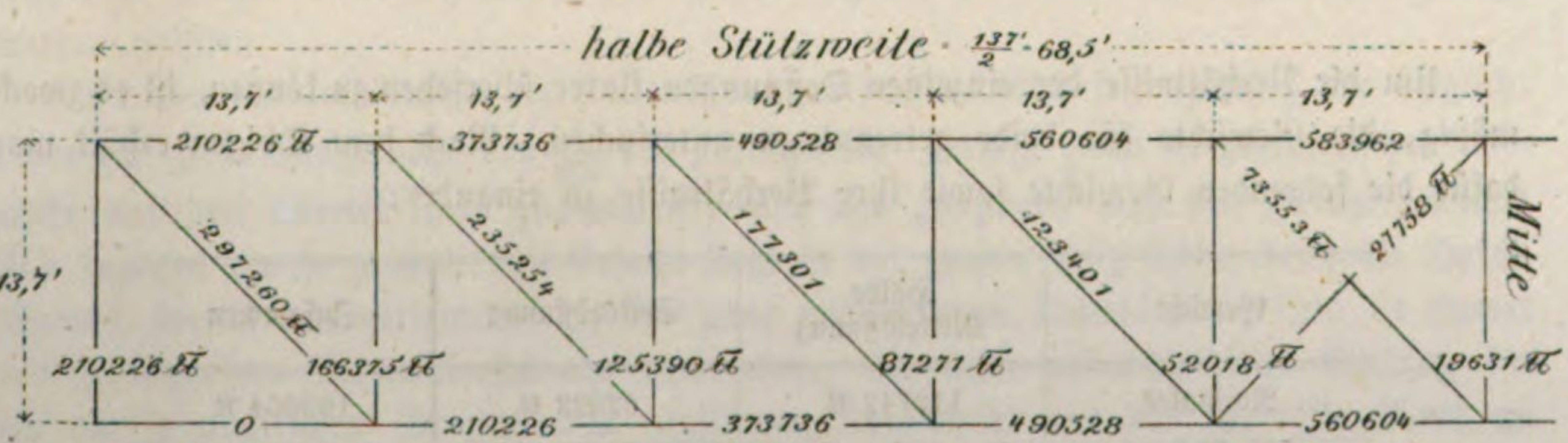
Für die obigen Spannungen pro □″ bestimmt sich das Gewicht dieser Träger:

	Seitenöffnung	Halbe Mittelöffnung	Zusammen
Oberer Rahmen	16511 ℔	55370 ℔	71881 ℔
Unterer Rahmen	8775 „	38689 „	47464 „
Stiele	6535 „	13601 „	20136 „
Bänder	12772 „	24747 „	37519 „
Zusammen	44593 ℔	132407 ℔	
Für ein Gleis der halben Brücke „Theoretisches Gewicht"			177000 ℔

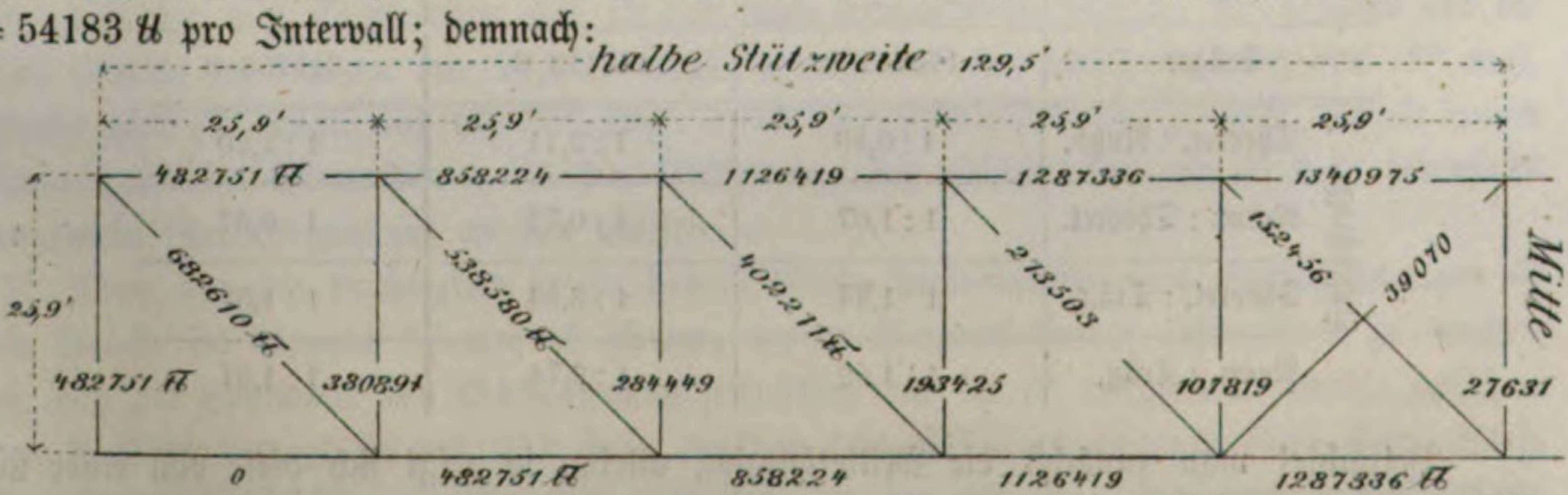
Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Für die „Normalträger" ist der Druck 9697 ℔ und der Zug 10775 ℔ pro □″. —

Für die Seitenöffnung ist die „Stützweite" 137 Fuß; das Eigengewicht also anzunehmen zu 13,7 (496 + 6 · 137) = 18057 ℔ pro Intervall; die äußere Last zu 13,7 · 2092 = 28660 ℔ pro Intervall; demnach:



Für die Mittelöffnung ist die Stützweite 259 Fuß; das Eigengewicht also anzunehmen zu 25,9 (496 + 6 · 259) = 53095 ℔ pro Intervall; die äußere Belastung zu 25,9 · 2092 = 54183 ℔ pro Intervall; demnach:



Daraus findet man das „normale Gewicht":

	Seitenöffnung	Halbe Mittelöffnung	Zusammen
Oberer Rahmen	20992 ℔	45653 ℔	66645 ℔
Unterer Rahmen	13921 „	30216 „	44137 „
Stiele	6160 „	13107 „	19267 „
Bänder	11249 „	23766 „	35015 „
Zusammen	52322 ℔	112742 ℔	

Zusammen Normalgewicht für 1 Gleis der halben Brücke 165064 ℔

Nachstehend sind sämmtliche Gewichte, eventuell reducirt, zusammengestellt:

Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	66645 ℔	44137 ℔	110782 ℔	19267 ℔	35015 ℔	54282 ℔	165064 ℔
Theoretisches	65196 ℔	43050 ℔	108246 ℔	18263 ℔	34030 ℔	52293 ℔	160539 ℔
Nutzbares	133329 ℔		133329 ℔	36280 ℔	22675 ℔	58955 ℔	192284 ℔
Träger-	incl. der Verstrebungen		203540 ℔	83375 ℔	28843 ℔	112218 ℔	315758 ℔

Die mittlere Spannweite ist $\frac{259 + 2 \cdot 137}{3} = 178' = l$. Das „Trägergewicht" $= \frac{2 \cdot 315758}{3 \cdot 178^2}$ $= (6{,}61)$ ℔ pro laufenden Fuß. Das „Fahrbahngewicht" $= \frac{132547}{266{,}5} = 496$ ℔ pro laufenden Fuß.

Um die Verhältnisse der einzelnen Oeffnungen klarer übersehen zu können, ist es zweckmäßig, die Gewichte für beide getrennt zu untersuchen. Nach dem Obigen erhält man dafür die folgenden Gewichte sowie ihre Verhältnisse zu einander:

	Gewicht	Halbe Mittelöffnung	Seitenöffnung	Zusammen
	Normales	112742 ℔	52322 ℔	165064 ℔
	Theoretisches	120093 ℔	40446 ℔	160539 ℔
	Nutzbares	107026 ℔	85258 ℔	192284 ℔
	Träger-	172642 ℔	143116 ℔	315758 ℔
Verhältniß	Theoret. : Nutzb.	1 : 0,89	1 : 2,11	1 : 1,20
	Norm. : Theoret.	1 : 1,07	1 : 0,77	1 : 0,97
	Theoret. : Träg.	1 : 1,44	1 : 3,54	1 : 1,97
	Norm. : Träg.	1 : 1,52	1 : 2,74	1 : 1,91

Betrachtet man zunächst die Mittelöffnung allein, so zeigt sich diese von einer unübertroffenen Leichtigkeit; obgleich das „theoretische" Gewicht nur wenig größer als das

„normale“ ist, so stellt sich das „nutzbare“ doch um 11 Procent kleiner als jenes und das „Trägergewicht“ beträgt kaum mehr als das anderthalbfache des „normalen“. Die geringe Größe des „nutzbaren“ Gewichtes ist theilweise durch die Vortheile der Kuppelung und theilweise — wahrscheinlich zum größten Theile — durch die vorzüglich gute Construction des Gitters ermöglicht. Die ungewöhnliche Größe seiner Maschen von 7′ 2,4″ in der Diagonale, welche mit der Querträgerentfernung übereinstimmt, bewirkt nicht nur die vortheilhafte und zweckmäßige Vereinigung der Stütz- und Lastpunkte der Rahmen, sondern sie gestattet auch eine ökonomische Versteifung der gedrückten Gitterstäbe, wodurch die theoretisch überflüssigen Verticalstiele auch thatsächlich überflüssig werden. Zur Prüfung der rückwirkenden Festigkeit der gedrückten, durch Winkeleisen und Kreuze versteiften, Gitterstäbe wurde einer derselben, und zwar von der schwächsten Sorte mit Stäben von $^4/_{\frac{5}{8}}$″ engl., versuchsweise zerdrückt und sein Zerdrückungsgewicht zu 24136 ℔ pro □″ (11,2 Tons pro □″ engl.) gefunden, was als ein sehr günstiges Resultat bezeichnet werden darf.

Die vortheilhafte Construction der Wände wurde durch den Umstand sehr unterstützt, daß für zwei Gleise nur zwei Längsträger gewählt waren. Für ein Gleis hätten die doppelten Wände verhältnißmäßig viel größeren Materialaufwand erfordert und auch die Durchführung der Rahmenquerschnitte wäre viel schwieriger geworden. Die gewählte Rahmenform ist für die Anbringung des doppelten Gitters unzweifelhaft sehr geeignet, dagegen hat sie den großen Nachtheil einer dreifachen Reihe von Wasserlöchern zu jeder Seite der Fahrbahn; die Ausfüllung eines Theiles dieser Löcher mit Asphalt kann kaum als eine Verbesserung bezeichnet werden, denn nach Herrn Lohse's Bericht finden sich dennoch vielfach Zwischenräume, welche das Wasser einlassen und wegen ihrer Unzugänglichkeit doppelt schädlich wirken müssen.

Abgesehen von diesem Mangel würde die gelungene Construction des Oberbaues der Mittelöffnung im höchsten Grade sowohl zur Empfehlung des Gittersystems wie der gekuppelten Träger dienen können, wenn nicht zugleich die Seitenöffnungen berücksichtigt werden müßten.

Die Gewichtsverhältnisse der Seitenöffnungen sind nämlich so ungünstig wie möglich: durch die große Trägerhöhe von $\frac{1}{6,3}$ der „Stützweite“ beträgt zwar ihr „theoretisches“ Gewicht nur drei Viertel ihres „normalen“, aber das „nutzbare“ und das „Trägergewicht“ sind dagegen um so größer. Die Ursache liegt in der großen Trägerhöhe, denn die Durchführung derselben Querschnittsform bei ganz verschiedenen Querschnittsgrößen ist immer mit sehr großem Materialaufwande verbunden. Um diese unausbleibliche Wirkung der für die so ungleichen Spannweiten constanten Trägerhöhe auf das geringste Maaß zu beschränken, gab man den Rahmen auf 60 Fuß Länge in jeder Seitenöffnung nur 41,3 □″ engl. Querschnitt; nimmt man nach Maaßgabe der oben skizzirten Rahmenquerschnitte an, daß die vier Winkeleisen mit 19 □″ engl. unverändert blieben, so entfallen für die fünf Platten im Ganzen nur 22,3 □″ engl., wonach die vier Verticalplatten von 18″ engl. Breite nur $\frac{3}{16}$″ engl. und die 36″ engl. breite Horizontalplatte nur $\frac{1}{4}$″ engl. Stärke haben können, welche Dimensionen bei der Entfernung der Stützpunkte von 7′ 2,4″ jedenfalls ungemein schwach genannt werden müssen. —

Trotz der die Leichtigkeit in so hohem Grade beeinträchtigenden Seitenöffnungen ist die Brücke im Ganzen keineswegs schwer, wobei übrigens darauf aufmerksam zu machen ist, daß die Lichtweite der Mittelöffnung absichtlich um 12′ 6″ vergrößert wurde: zwischen den Pfeilern beträgt sie nur 251 Fuß, zwischen den Auflagern dagegen 263½ Fuß. Diese Anordnung ist höchst wahrscheinlich getroffen um den für die Berechnung nothwendigen

theoretischen Voraussetzungen möglichst nachzukommen, und sie mag in dieser Beziehung sehr nützlich sein, allein bei einem Vergleich zwischen dem gekuppelten und dem Einzelträger müßte dieser Umstand zu Gunsten des Letzteren Berücksichtigung finden.

Wenn das Verhältniß der Mittel- zu den Seitenöffnungen wirklich durch die Localität bedingt war, so hätte man gewiß besser gethan, jede Oeffnung für sich zu überbrücken, namentlich wenn es zulässig gewesen wäre — wie nach Herrn Lohse's Mittheilungen angenommen werden darf — die Fahrbahn auf den oberen Rahmen der Träger zu legen. –

---

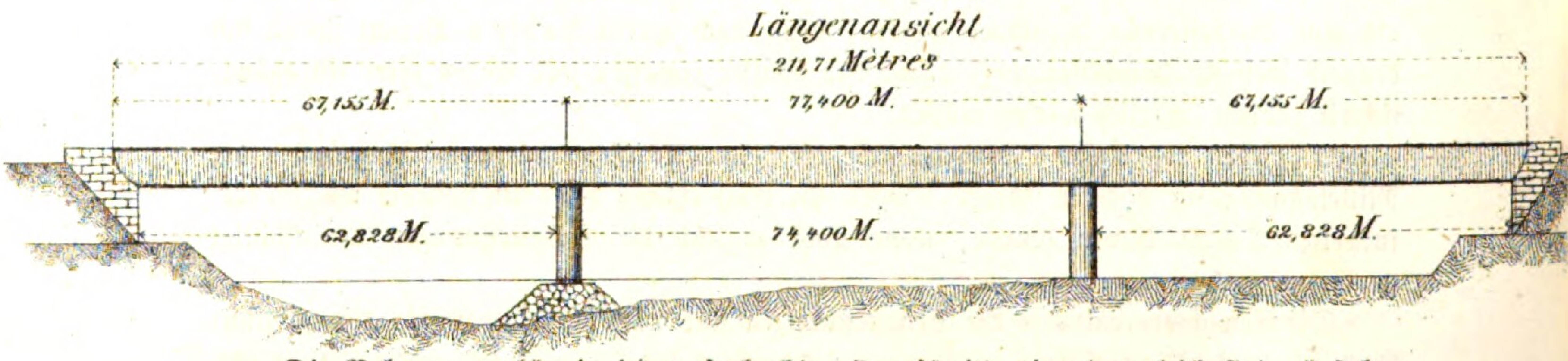
§. 9. Garonne-Brücke bei Langon.

Erbaut von E. Flachat und Clapeyron im Jahre 1855.

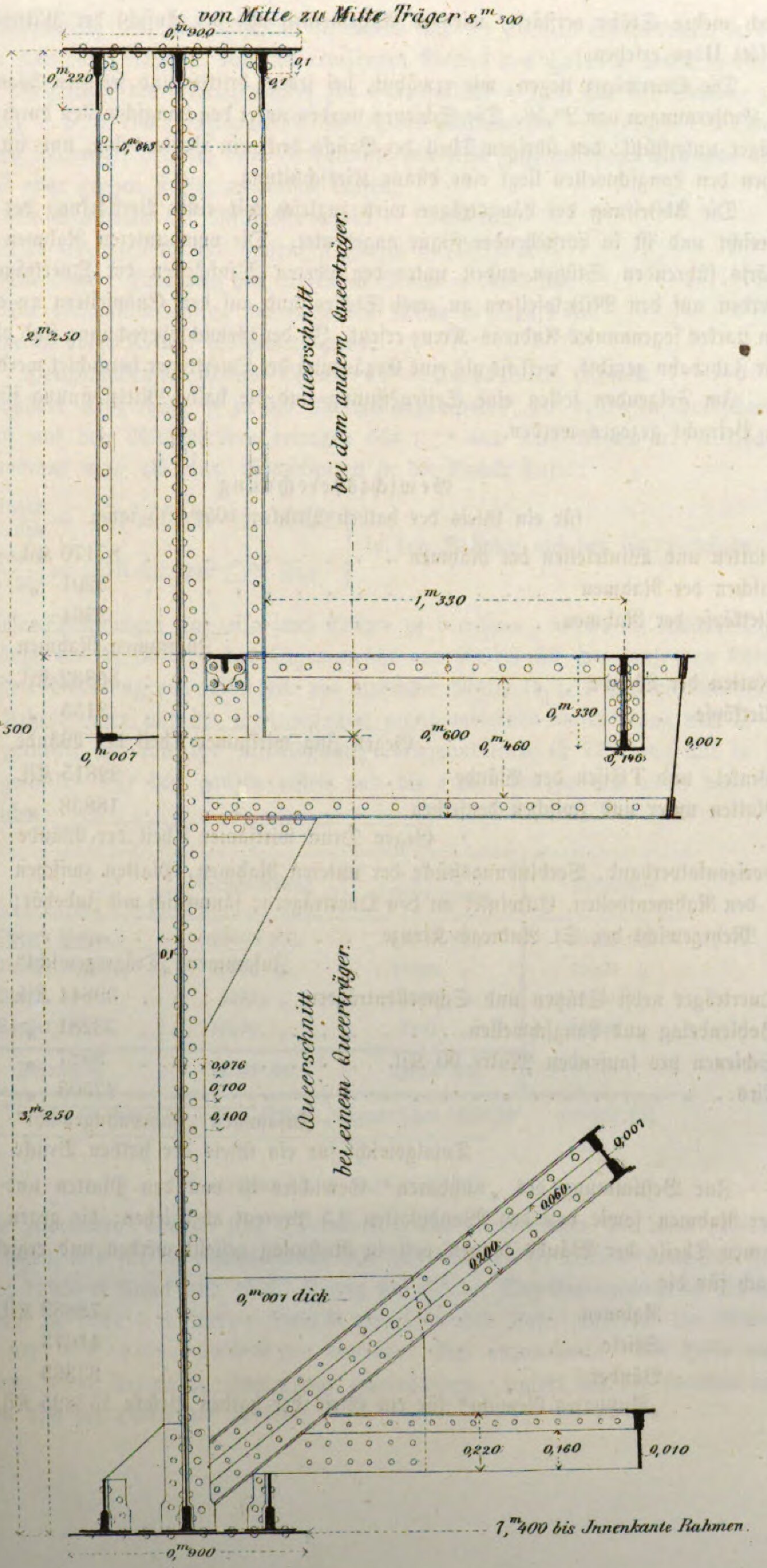
Aus „Construction des ponts métalliques par L. Molinos et C. Pronnier, Paris 1857".

Französisches Maaß und Gewicht.

Die Langon-Brücke hat drei Oeffnungen und die Seitenöffnungen verhalten sich zur Mittelöffnung wie 5 : 6. Die beiden für zwei Gleise dienenden Träger, mit der constanten Höhe von 5½ Mètres zwischen den Horizontalplatten sind über alle Oeffnungen gekuppelt, und werden auf den Endpfeilern durch leichte Mauern seitlich unterstützt.



Die Rahmen, welche in jedem senkrechten Querschnitte einander gleich sind, bestehen aus ein bis vier horizontalen Platten von 0m,010 bis 0m,012 Dicke, welche mittelst drei Paar angenieteter Winkeleisen von 0m,100 Seite, 0m,012 Dicke in ihrer Mitte mit der Blechwand und auf jeder Seite mit einer 0m,220 hohen und 0m,017 dicken verticalen Platte verbunden, und durch zwei zwischen den Winkeleisen befindliche schmale Plattenstreifen verstärkt sind. Die Länge der überall auf das Sorgfältigste durch lange Laschen mit einander verbundenen Platten und Winkeleisen der Rahmen beträgt 2m,58 und die Größe des Rahmenquerschnittes variirt zwischen 316 und 658 □cm, welch' letzterer der Querschnitt jedes der vier Rahmen auf den Mittelpfeilern ist. Die gewöhnliche Entfernung der Niete in den Rahmen ist 0m,1075 und ihr Durchmesser 0m,025. Die Wände bestehen aus 0m,007 bis 0m,012 dicken, 0m,860 breiten Blechplatten, welche die ganze Trägerhöhe zur Länge haben. Die geringste Blechstärke von 0m,007 ist auf $\frac{1}{10}$ der Brückenlänge in Anwendung gebracht. Die verticalen Fugen der Wandplatten sind meistentheils auf beiden Seiten mit einem 0m,150 breiten T Eisen überdeckt; jeder dritte Stoß — wie einen der untere Theil nachstehender Figur zeigt — ist innen mittelst einer Platte und zweier Winkeleisen überdeckt, welche zugleich zur Befestigung der Querträger und Querstreben dienen; jeder sechste Stoß — wie der obere Theil nachstehender Figur zeigt — ist aus acht Winkeleisen und vier Platten gebildet. In der Nähe der Pfeiler sind außerdem


von Mitte zu Mitte Träger 8,m300
0,m900
0,m220
0,1
0,1
0,m645
2,m250
Querschnitt
bei dem andern Querträger
1,m330
0,m330
0,m600
0,m460
3,m500
0,m007
0,007
0,146
0,1
Querschnitt
bei einem Querträger
0,076
0,100
0,100
3,m250
0,007
0,060
0,200
0,m007 dick
0,220
0,160
0,010
1,m400 bis Innenkante Rahmen
0,m900

noch mehre Stöße verstärkt, wie im Allgemeinen aus der Ansicht der Mittelöffnung auf Blatt II zu ersehen.

Die Querträger liegen, wie erwähnt, bei jedem dritten und sechsten Wandstoß, also in Entfernungen von 2m,58. Die Schienen werden unter den Langschwellen durch Schwellenträger unterstützt; den übrigen Theil der Brücke deckt ein Bohlenbelag, und im Gleis zwischen den Langschwellen liegt eine dünne Kiesschüttung.

Die Absteifung der Längsträger wird zugleich mit einer Verstärkung der Querträger erreicht und ist in vorstehender Figur angedeutet. Die vom unteren Rahmen schräg aufwärts führenden Stützen enden unter den oberen Winkeleisen der Querträger, und sie werden auf den Mittelpfeilern an zwei Stellen und auf den Endpfeilern an einer, durch ein starkes sogenanntes Andreas-Kreuz ersetzt. In der Gewichtsberechnung sind diese Stützen zur Fahrbahn gezählt, weil sie als eine Ergänzung der Querträger betrachtet werden müssen.

Im Folgenden sollen eine Seitenöffnung und die halbe Mittelöffnung für ein Gleis in Betracht gezogen werden.

Gewichtsberechnung

für ein Gleis der halben Brücke; 105m,855 lang.

Platten und Winkeleisen der Rahmen	87170 Kil.	
Laschen der Rahmen	8201 „	
Nietköpfe der Rahmen	3364 „	
Zusammen Rahmen		98735 Kil.
Platten der Wände	36832 Kil.	
Nietköpfe	3155 „	
Gegen Zug wirksamer Theil der Wände		39987 „
Winkel- und T-Eisen der Wände	22815 Kil.	
Platten unter und zwischen denselben	18858 „	
Gegen Druck wirksamer Theil der Wände		41673 „
Horizontalverband, Verbindungsstücke der unteren Rahmen, Platten zwischen den Rahmentheilen, Eckwinkel an den Querträgern; sämmtlich mit Zubehör; Mehrgewicht der St. Andreas-Kreuze		19450 „
Zusammen „Trägergewicht"		199845 Kil.
Querträger nebst Stützen und Schwellenträgern	39844 Kil.	
Bohlenbelag und Langschwellen	33281 „	
Schienen pro laufenden Mètre 90 Kil.	9527 „	
Kies	22503 „	
Zusammen „Fahrbahngewicht"		105155 „
Totalgewicht für ein Gleis der halben Brücke		305000 Kil.

Zur Bestimmung des „nutzbaren" Gewichtes ist von den Platten und Winkeleisen der Rahmen sowie von den Wandplatten 9,5 Procent abzuziehen; die gegen Druck wirksamen Theile der Wände können voll in Rechnung gestellt werden und ergiebt sich demnach für die

Rahmen	78889 Kil.
Stiele	41673 „
Bänder	33333 „
„Nutzbares Gewicht" für ein Gleis der halben Brücke	153895 Kil.

Zur Bestimmung des „theoretischen" Gewichtes sind die stärksten Spannungen in den Rahmen zu ermitteln. Nach S. 125 des erwähnten Werkes von Laissle und Schübler ist für das Verhältniß des Eigengewichtes zur Gesammtlast = 1 : 3 und der Seiten- zur Mittelöffnung = 5 : 6 die Horizontalkraft auf einem Mittelpfeiler = (0,093 × P × Länge Mittelöffnung quadrirt); obgleich diese Verhältnisse hier nicht ganz zutreffen, wird man doch diese Formel ohne großen Fehler anwenden dürfen.

Die Stützweite der Mittelöffnung ist = 77 Mètres

Das Eigengewicht pro laufenden Mètre = 2881,3 Kil.

Die äußere Belastung pro laufenden Mètre = 3333 Kil.

Also: Die Gesammtbelastung pro laufenden Mètre = 6214,3 Kil.

Diese Werthe in obige Formel substituirt, giebt:

$$\text{Horizontalkraft} = 0{,}093 \cdot 6214{,}3 \cdot 77^2 = 3426546 \text{ Kil. Mètres.}$$

Die nutzbare Trägerhöhe ist zu 5,5 Mètres anzunehmen; die nutzbaren Querschnitte der Rahmen auf den Mittelpfeilern betragen 658 □cm und nach Abzug der Nietlöcher 558 □cm, woraus man als Max. Spannungen in der Brücke findet:

$$\left.\begin{array}{l} \frac{3426546}{5{,}5 \cdot 658} = 947 \text{ Kil. pro } \square^{cm} \text{ Druck} \\ \frac{3426546}{5{,}5 \cdot 558} = 1116 \text{ Kil. pro } \square^{cm} \text{ Zug} \end{array}\right\} \text{ in den Rahmen auf den Mittelpfeilern.}$$

Für diese Spannungen sind also zwei Träger zu berechnen, welche bei rechtwinkliger Form die Höhe von 5½ Mètres, das Eigengewicht von 2881,3 Kil. pro laufenden Mètre und die äußere Belastung von 3333 Kil. pro laufenden Mètre (d. i. 1 Ton pro laufenden Fuß engl.) haben. Der mit der Seitenöffnung correspondirende ist 65m lang und in 13 Intervalle getheilt, der mit der Mittelöffnung correspondirende ist 77m lang und in 14 Intervalle getheilt. Für den ganzen ersten und die Hälfte des zweiten erhält man folgende Gewichte:

	Seitenöffnung	Halbe Mittelöffnung	Zusammen
Oberer Rahmen	23590 Kil.	19579 Kil.	43169 Kil.
Unterer Rahmen	15875 „	13382 „	29257 „
Stiele	6552 „	4183 „	10735 „
Bänder	10220 „	7171 „	17391 „
Zusammen	56237 Kil.	44315 Kil.	

Für ein Gleis der halben Brücke „Theoretisches Gewicht" 100552 Kil.

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Für die „normalen" Träger sind Spannweiten und Spannungen wie beim „theoretischen" zu setzen, also für die Seitenöffnung 207 Fuß und für die Mittelöffnung 246 Fuß Spannweite; 12955 ℔ Druck und 15267 ℔ Zug pro □". — Das Eigengewicht ist für die Seitenöffnung zu (624 + 6 · 207) = 1866 ℔ pro laufenden Fuß, und für die Mittelöffnung zu (624 + 6 · 246) = 2100 ℔ pro laufenden Fuß anzunehmen. Als Höhe und Intervallgröße beider Träger $\frac{1}{10}$ ihrer Länge angenommen, ergiebt sich das Gewicht des ganzen ersten und der Hälfte des zweiten:

	Seitenöffnung	Halbe Mittelöffnung	Zusammen
Oberer Rahmen	41638 ℔	31144 ℔	72782 ℔
Unterer Rahmen	26034 „	19474 „	45508 „
Stiele	12012 „	8931 „	20943 „
Bänder	20374 „	15290 „	35664 „
Zusammen	100058 ℔	74839 ℔	

Für ein Gleis der halben Brücke „Normales Gewicht" 174897 ℔

Mit den schon berechneten, hier reducirten, Gewichten zusammengestellt:

Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	72782 ℔	45508 ℔	118290 ℔	20943 ℔	35664 ℔	56607 ℔	174897 ℔
Theoret	86338 ℔	58514 ℔	144852 ℔	21470 ℔	34782 ℔	56252 ℔	201104 ℔
Nutzbares	—	—	157778 ℔	83346 ℔	66666 ℔	150012 ℔	307790 ℔
Träger-	incl. Verstrebungen		236370 ℔	83346 ℔	79974 ℔	163320 ℔	399690 ℔

Die mittlere Spannweite ist $\frac{246 + 2 \cdot 207}{3} = 220$ Fuß $= l$. Das „Trägergewicht" $\frac{2 \cdot 399690}{3 \cdot 220^2} = (5{,}51)$ ℔ pro laufenden Fuß. Das „Fahrbahngewicht" $\frac{210310}{337{,}275} = 624$ ℔ pro laufenden Fuß.

Die Langon-Brücke ist mehrfach irrig beurtheilt worden, und zwar wahrscheinlich auf Veranlassung widersprechender Angaben, welche in dem in der Ueberschrift genannten Werke von den Herren Molinos und Pronnier veröffentlicht sind. Sie führen verschiedentlich an, daß das Eigengewicht der Brücke 1900 Kil. pro laufenden Mètre Gleis betrage, und doch geht aus der von ihnen Seite 311 ihres Werkes mitgetheilten speciellen Gewichtsberechnung hervor, daß das in der Brücke verwendete Eisen allein ein Gewicht von 2257,8 Kil. pro laufenden Mètre Gleis hat, woraus durch Hinzurechnung des leicht zu ermittelnden Gewichtes von Holz, Kies nnd Schienen sich das Eigengewicht der Brücke auf 2881,3 Kil. pro laufenden Mètre Gleis stellt. Ferner führen sie an, daß die größte Spannung des Materials 600 Kil. pro □^{cm} betrage, und doch ergiebt die Tafel VIII ihrer Zeichnungen, daß diese Spannung in den Rahmen auf den Mittelpfeilern schon bei der von ihnen zu Grunde gelegten Totallast von 5900 Kil. pro laufenden Mètre Gleis bedeutend überschritten wird, wobei noch die unzulässige Annahme gemacht ist, daß die „Stützweite" gleich der Lichtweite sei. Dieser zweite Widerspruch ist um so unerklärlicher als sie Seite 322 ihres Werkes über die auf dem genannten Blatte befindliche graphische Darstellung der berechneten Widerstände sagen: „Man wird bemerken, daß die mit der dritten Annahme correspondirende Curve" — d. i. diejenige, welche die stärksten Spannungen auf den Mittelpfeilern ergiebt — „das Moment des Widerstandes der Platten" — d. h. wenn dieser zu 600 Kil. pro □^{cm} angenommen wird — „beträchtlich überschreitet; man hat diese so schon große Dicke des Metalles einer stärkeren vorgezogen, weil sonst für die Sicherheit der Nietung Befürchtungen hätten entstehen müssen".

Die wunderbare Leichtigkeit, welche man bei reichlicher Stärke dieser Brücke zuschrieb, verschwindet also bei näherer Betrachtung, aber nichtsdestoweniger ist sie für eine Blechbrücke ungewöhnlich leicht. Die Ursache ihrer Leichtigkeit ist weniger in principiellen Verschiedenheiten von den schon besprochenen Blechbrücken zu suchen, als in dem dünnen Blech der Wände, sowie in dem Umstande, daß zwei Gleise auf einer Fahrbahn liegen. Eine große Trägerhöhe allein ist ohne Nutzen, wie das Beispiel der Leda-Brücke schlagend zeigt, aber indem man bei der Langon-Brücke die geringste Blechstärke der Wände (0,268") gegen die der Conway-Brücke (0,485") und ebenso die Anzahl der Wände halbirte, erreichte man, trotz des viel geringeren „theoretischen" Gewichtes, für das „nutzbare" und das „Trägergewicht" sogar noch etwas günstigere Verhältnisse zu jenem als bei der Conway-Brücke. Das „Trägergewicht" der Langon-Brücke beträgt nur das 2,29fache ihres „normalen", und wenn nicht auffallenderweise die Verstärkung der Rahmen auf den Mittelpfeilern unterlassen wäre — welche z. B. in der Art wie bei der Weichsel-Brücke hätte angebracht werden können — so würde dieses Verhältniß noch beträchtlich günstiger ausgefallen sein, denn die oben berechneten stärksten Spannungen in den Rahmen von 12955 ℔ und 15267 ℔ pro □" finden nur auf einer sehr kurzen Strecke über den Mittelpfeilern statt. Diese stärksten Spannungen sind nahezu dieselben wie bei der Conway-Brücke, aber wegen des geringeren Eigengewichtes weniger unbedenklich als bei dieser.

Der erwähnte Mangel eines principiellen Fortschrittes spricht sich am deutlichsten in der Versteifung der Wände aus: die jede 2¾ Fuß sich wiederholenden Wandpfeiler sind fast genau nach denen der Conway-Brücke copirt, obgleich die 17½ Fuß hohen Wände allein durch die in Abständen von 16½ Fuß angebrachten, über zwei Fuß breiten, Querwände vollständig gesichert gewesen wären. Diese massiven Verticalstiele — deren „nutzbares" Gewicht viermal größer als ihr „theoretisches" ist — deuten an, daß man bei der Langon-Brücke ebenso wenig wie bei der Conway-Brücke eine klare Vorstellung von den in den Wänden wirksamen Kräften sich verschafft hatte.

Die Lage der Fahrbahn konnte man in diesem Falle ganz frei bestimmen und es ist bemerkenswerth, daß man sie nicht auf die Träger legte, um die Stabilität des ganzen Oberbaues nicht zu gefährden; die gewählte Lage in der Mitte zwischen den Rahmen zog man vor, um die Absteifung der Träger in einer bequemen Weise bewerkstelligen zu können.

---

§. 10. Royal-Albert-Brücke über den Tamar bei Saltash.

Erbaut von Isambard Kingdom Brunel. Eröffnet Mai 1859.

Aus: „A complete treatise on cast- and wrought-iron-Bridge construction etc. by William Humber". London 1861.

Englisches Maaß und Gewicht.

Die beiden Hauptöffnungen der Royal-Albert-Brücke haben eine Spannweite von 455 Fuß, von Mitte zu Mitte Pfeiler und ihre tiefsten Constructionstheile liegen 100 Fuß über Hochwasser Springtide. Beiderseits schließen sich an diese kleinere, 69½ Fuß weite Oeffnungen und vermitteln den Uebergang zu den hohen Ufern des tiefeingeschnittenen Tamar, über welchen die Cornwall-Eisenbahn mittelst dieser Brücke geführt wird.

Die Träger der Seitenöffnungen bieten nichts besonders Bemerkenswerthes, dagegen kann das Studium der Träger der Hauptöffnungen den Fachgenossen des leider im Jahre

der Eröffnung der Brücke dahingeschiedenen Erbauers nicht warm genug empfohlen werden.

Die Endpfeiler der beiden Hauptöffnungen, von denen der tiefer fundirte in der Ansicht auf Blatt II angegeben ist, bestehen aus Granit und haben auf dem größten Theile ihrer Höhe eine Breite von 18 bis 19 Fuß, bei einer Länge von 29 Fuß. Der Mittelpfeiler, im Ganzen 232 Fuß hoch, ruht mittelst einer schmiedeeisernen, ausgemauerten Röhre von 34 bis 35 Fuß Durchmesser und fast 100 Fuß Höhe auf dem Felsen des Flußbettes, 84 Fuß unter Hochwasser Springtide. Auf dieser Röhre erheben sich vier gußeiserne, achteckige Säulen von 88¾ Fuß Höhe, 10 Fuß Durchmesser und je 150 Tons Gewicht; ihre Entfernung von Mitte zu Mitte in der Längenrichtung der Brücke ist 14 Fuß und quer zu derselben etwa 20 Fuß; in letzterer Richtung sind je zwei Säulen durch starke Verstrebungen mit einander verbunden. Diese Säulen tragen die Fahrbahn, sowie den oberen schmiedeeisernen Theil des Pfeilers, welcher zur Unterstützung der aneinander stoßenden Enden der Hauptträger dient.

Die Mittheilungen Herrn Humber's über die Träger der Hauptöffnungen enthalten wenig mehr als die Zeichnungen und diese sind weder vollständig, noch in allen Theilen richtig. Die auf Blatt V gegebenen Details der Träger können deshalb nicht ganz verbürgt werden und von einigen zweifelhaften Punkten wird im Verfolg der Beschreibung noch die Rede sein. —

Das Gewicht des Oberbaues für eine der Hauptöffnungen wird vom Obersten Yolland, welcher regierungsseitig die Brücke zu prüfen hatte, in seinem Berichte vom 25. April 1859 zu „ungefähr 1100 Tons" angegeben. Herr Tellkampf sagt*), das Gewicht des ganzen Oberbaues sei zu 913 Tons berechnet; hierunter ist jedoch ohne Zweifel nur das Eisengewicht gemeint, und weil damals der Bau schon ziemlich weit gediehen war — im März 1856 war er schon begonnen — so darf diese Angabe wahrscheinlich als zuverlässig betrachtet werden.

Die folgende, mit einer Beschreibung der Haupttheile verbundene, Gewichtsberechnung stimmt mit diesen beiden Angaben überein und ich glaube, daß sie deshalb im Allgemeinen Vertrauen verdient.

Die Röhre.

Ueber die Construction der Röhre lassen die Zeichnungen einigen Zweifel. Ich habe angenommen, daß sie im Querschnitt aus 24 einzelnen Platten besteht, von denen 16 Stück $\frac{1}{2}$" und 8 Stück $\frac{5}{8}$" dick sind, so daß ihre durchschnittliche Stärke 0,54 Zoll beträgt. An sechs Stellen sind mittelst Winkeleisen von 3 □" im Innern zum Umfange senkrechte 14" hohe, $\frac{1}{2}$" starke Platten angenietet, welche von einem Röhrenende bis zum andern durchgehen. Bei jedem Verticalstiel und zwischen je zweien sind zwischen diese Platten und quer zu ihnen ringsum laufend andere eingesetzt, welche durch Winkeleisen verstärkt die sogenannten Diaphragmen bilden. An den Befestigungspunkten der Verticalstiele und Bänder sind die Seiten der Röhre jedesmal durch mehre Platten verstärkt und vielleicht — was jedoch in der Rechnung nicht angenommen ist — gehen einige dieser Verstärkungsplatten ganz durch. An beiden Enden spalten sich die Röhrenseiten in mehre einzelne Zweige, zwischen denen die Kettenglieder eingeschaltet und verbolzt sind; außerdem ist hier das Innere der Röhre mehrfach verstärkt, die Enden sind durch Platten geschlossen und

*) Zeitschrift des Hannöv. Arch.- u. Ing.-Vereins, Jahrgang 1857.

die elliptische Form ist zum Zwecke des Auflagers durch waag- und lothrechte Platten in die rechtwinklige übergeführt.

Der Umfang der Röhre beträgt, einschließlich 24 Uebergriffe der Platten à 3 Zoll : 52 Fuß, also:

Der Querschnitt 52 · 12 · 0,54	= 337 □″
Hiezu 6 L Eisen à 3 □″ und 6 Platten à 7 □″	60 „
Im Ganzen Nutzbarer Querschnitt	397 □″

Bei der Länge von 459 Fuß findet man das Gewicht dieses Querschnittes

$\frac{459 \cdot 397 \cdot 12 \cdot 0{,}278}{2240}$	= 271,4 Tons
Für die Verstärkungen an den Enden	18,1 „
25 Diaphragmen à 0,82 Ton	20,5 „
26 Verstärkungen für Stiele, Bänder, Ketten à 0,3 Ton	7,8 „
10 Procent für Laschen und Rietköpfe	32,2 „
Im Ganzen Gewicht der Röhre	350 Tons

Die Ketten.

Die Ketten bestehen auf jeder Seite abwechselnd aus 28 Gliedern von 7″ Höhe, 1″ Dicke und aus 30 Gliedern von 7″ Höhe, $1\frac{1}{8}$″ Dicke, wonach der Totalquerschnitt durchschnittlich 393 □″ beträgt. Jedes Glied reicht über ein halbes Intervall von nahe 20 Fuß Länge und nur die letzten Glieder auf jedem Ende sind abweichend und enthalten im Ganzen 400 □″. Im Mittel 394 □″ Querschnitt und 449 Fuß Länge gerechnet, ist

das Gewicht $\frac{394 \cdot 449 \cdot 12 \cdot 0{,}278}{2240}$	= 263,5 Tons
22 Verstärkungen an den Bolzen à 1,8 Tons	39,6 „
Für die Verstärkung in der Trägermitte	4,9 „
Im Ganzen Gewicht der Kette	308 Tons

Die Stiele.

Die schmale Platte der Stiele wird verschieden zu $\frac{3}{8}$ und zu $\frac{3}{4}$ Zoll Stärke angegeben, so daß möglicherweise die Stiele verschieden sind; ich habe sie jedoch alle wie folgt angenommen:

1 Platte 18″ breit, $\frac{3}{8}$″ stark	6,75 □″
1 Platte 30″ breit, $\frac{1}{4}$″ stark	7,50 „
4 L Eisen ($2\frac{1}{4} \cdot 2\frac{1}{4} \cdot \frac{1}{4}$) à 1,11 □″	4,44 „
4 L Eisen (3″ × $2\frac{1}{2} \cdot \frac{3}{8}$″) à 2,16 □″	8,64 „
Zusammen	27,33 □″

wonach der laufende Fuß der Stiele 91,18 ℔ wiegt. Die Länge aller 22 Stiele zwischen Kette und Röhre gemessen — da das unterhalb der Kette liegende Stück später zur Berechnung kommt — ist 859 Fuß, mithin ihr Gewicht $\frac{859 \cdot 91{,}18}{2240}$ . . . = 35,0 Tons

Für die Befestigung, Laschen und Nietköpfe	5,0 „
Im Ganzen Gewicht der Stiele	40 Tons

Die Bänder.

Die Bänder, wie Kettenglieder geformt, liegen auf jeder Seite der Röhre einfach, und haben sämmtlich die Höhe von 7 Zoll; ihre Dicke beträgt in den beiden ersten Intervallen einen Zoll, in den folgenden resp. $1\frac{1}{16}$, $1\frac{1}{8}$ und $1\frac{1}{4}$ Zoll und so zurück. Da in jedem Intervalle vier Bänder liegen, so ergiebt sich für ihre nachstehend beigeschriebenen Längen ihr Gewicht:

$(4 \cdot 14 \cdot 43 \cdot 12 \cdot 0{,}278) \div 2240$	= 3,6 Tons
$(4 \cdot 14 \cdot 52 \cdot 12 \cdot 0{,}278) \div 2240$	= 4,3 "
$(4 \cdot 14\frac{7}{8} \cdot 58 \cdot 12 \cdot 0{,}278) \div 2240$	= 5,1 "
$(4 \cdot 15\frac{3}{4} \cdot 64 \cdot 12 \cdot 0{,}278) \div 2240$	= 6,0 "
$(4 \cdot 17\frac{1}{2} \cdot 67 \cdot 12 \cdot 0{,}278) \div 2240$	= 7,0 "
Für Augen, Bolzen und Kreuzungen	5,0 "
Im Ganzen Gewicht der Bänder	31 Tons

Verstrebungen u. s. w.

Die Kreuzverbindung zwischen Röhre und Stielen, im Querschnitt auf Blatt II sichtbar, kommt nach der obigem Werke beigegebenen photographischen Ansicht auf 7 Stellen vor und ist ihr Gesammtgewicht zu schätzen auf . . . . 7 Tons

Diejenigen Constructionstheile, welche durch die gekrümmte Form des unteren Rahmens zur Haltung der Querträger nothwendig werden, sind nach §. 1 dieses Abschnittes zum „Trägergewicht" zu rechnen. Also zunächst die Verlängerung der Stiele, an denen die Fahrbahn auf 11 Stellen hängt: die Gesammtlänge der 22 Stiele beträgt von der Kette bis Unterkante Fahrbahnträger etwa 384 Fuß und demnach das Gewicht nebst einem Zuschlag für Laschen und Nietköpfe . . . . 17 "

An 10 Stellen hängt die Fahrbahn an Kettengliedern von $7/\frac{7}{8}$" = $6\frac{1}{8}$ □", deren Totallänge bis Unterkante Fahrbahnträger gerechnet 352 Fuß beträgt; wofür zu rechnen . . . . 4 "

Die Fahrbahnlängsträger haben folgenden Querschnitt:

Oberer Rahmen:	Deckplatte $7 \cdot \frac{3}{8}$"	2,6 □"
	2 halbrunde Platten $36" \cdot \frac{1}{2}$"	18,0 "
	2 L Eisen à 2,5 □"	5,0 "
Unterer Rahmen, wie der obere		25,6 "
Rippe $95" \cdot \frac{1}{4}$"		23,75 "
	Totalquerschnitt	74,95 □"
Hiezu für Laschen und Nietköpfe		8,05 "
	Zusammen	83 □"

Also für Beide, ihre Länge zu 440 Fuß angenommen $\frac{2 \cdot 440 \cdot 12 \cdot 83 \cdot 0{,}278}{2240}$ = 109 "

Im Ganzen Gewicht der Verstrebungen u. s. w. 137 Tons

Die Fahrbahn.

Der in der Zeichnung angegebene Querträger hat eine 14" hohe, $\frac{1}{4}$" dicke Platte und 4 Winkeleisen von $3" \cdot 2\frac{1}{2}" \cdot \frac{1}{2}" = 2\frac{1}{4}$ □", also im Ganzen — einschließlich 0,5 □" für Laschen und Niete — 14 □" Querschnitt. Nicht ersichtlich aus den Zeichnungen und der Beschreibung ist die Entfernung der Querträger von einander; man bemerkt nur, daß einige senkrecht und andere schräg zur Brückenaxe liegen; nimmt man die Entfernung — wahrscheinlich reichlich — zu durchschnittlich 5 Fuß und rechnet ihre Länge 17 Fuß, so erhält man für die Fahrbahnlänge von 440 Fuß 111 Stück, und ihr Gewicht:

$(17 \cdot 12 \cdot 14 \cdot 0{,}278 \cdot 111) \div 2240$	= 39,4 Tons
Für Winkeleisen unter dem Bohlenbelag	4,6 "
Gesammtgewicht der Querträger	44 Tons

Die übrigen Bestandtheile der Fahrbahn ebenfalls für 440 Fuß Länge gerechnet:

Uebertrag	44 Tons
Bohlenbelag und Langschwellen, $5\frac{5}{8}$ □' pro Cubf. 37 ℔	42,4 „
1,6 □' hartes Holz à 48 ℔ pro Cubf.	15,1 „
8,5 □' Kies à 100 ℔ pro Cubf.	167,0 „
$4\frac{1}{2}$ □" Streichschienen	2,9 „
Eisenbahnschienen pro laufenden Fuß 60 ℔	11,8 „
Bolzen im Bohlenbelag	0,8 „
„Fahrbahngewicht"	284 Tons

Und nach dem Obigen das „Trägergewicht":

Oberer Rahmen	350 Tons
Unterer Rahmen	308 „
Stiele	40 „
Bänder	31 „
Verstrebungen und Fahrbahnlängsträger	137 „
„Trägergewicht"	866 Tons

Das Eisengewicht ergiebt sich demnach — abgesehen von den Eisenbahnschienen — zu 913,7 Tons und das Totalgewicht des Oberbaues einer Oeffnung zu 1150 Tons, während die obigen Angaben 913 Tons und „ungefähr 1100 Tons" lauteten.

Aus den angegebenen Querschnitten findet man das „nutzbare" Gewicht:

Oberer Rahmen	265,5 Tons
Unterer Rahmen	263,5 „
Stiele (geschätzt)	30,0 „
Bänder	26,0 „
„Nutzbares Gewicht"	585 Tons

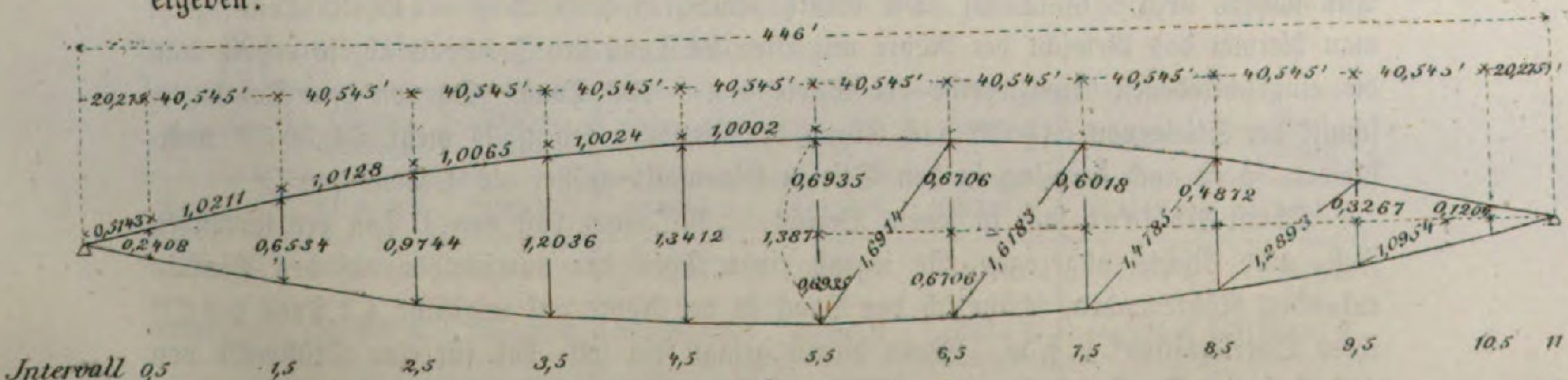
Zur Berechnung der Spannungen in dem Träger dienen folgende Daten:

Die Entfernung der Befestigungspunkte der Kette an den Röhren ist 446 Fuß, und kann als „Stützweite" angenommen werden. Die Lichtweite in der Unterkante Fahrbahn ist nur $433\frac{1}{2}$ Fuß, so daß eigentlich nicht alle Intervalle vollständig belastet werden können, wovon indeß abgesehen werden soll.

Die Trägerhöhe in der Mitte der Oeffnung, von Mitte der Röhre bis Mitte der Kette ist $56\frac{1}{4}$ Fuß und treffen hiervon auf den Parabelbogen jedes Rahmens die Hälfte.

Die Intervallgrößen betragen, abgesehen von kleinen Abweichungen, $39\frac{1}{2}$ Fuß und nur das erste und letzte Intervall hat $26\frac{1}{3}$ Fuß Länge.

Setzt man zur Vereinfachung der Rechnung das erste und letzte Intervall halb so groß wie die übrigen zehn und die Intervallgröße = 1, so erhält man als Gleichung jedes Rahmens $= 0{,}2522\,n - 0{,}02293\,n^2$, woraus sich folgende Abmessungen des Trägers ergeben:



Ferner ist: das Eigengewicht pro Intervall p = 103,187 Tons
die äußere Last „ „ π = 40,545 „
die Totallast „ „ P = 143,732 „
die Trägerlänge „ „ l = 11 „

Durch Substitution dieser Werthe in die Formeln des I. Abschnittes §. 6 erhält man als Grenzwerthe:

$$\text{Max}\, T_n = \text{Max}\, U_n = \frac{11^2 \cdot 143,732}{8 \cdot 1,387} \times \text{Länge des Rahmens}$$

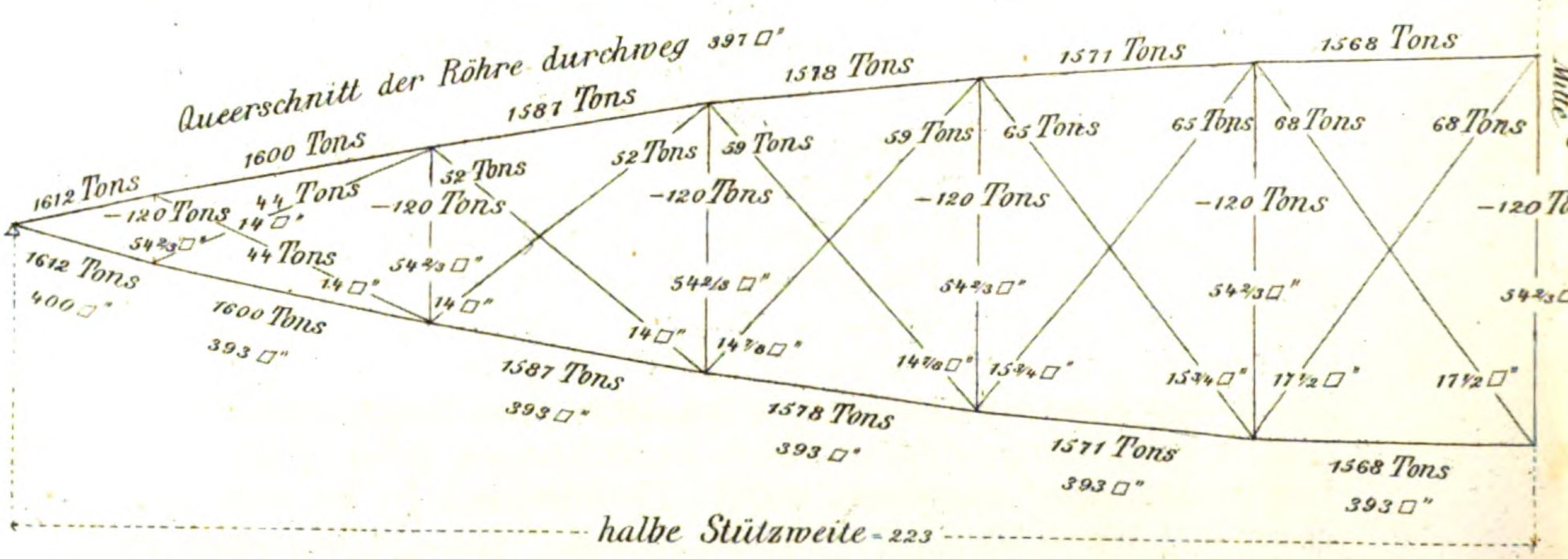
$$\text{Max}\, N_n = \frac{11 \cdot 40,545}{8 \cdot 1,387} \times \text{Länge des Bandes}$$

$$\text{Min}\, N_n = 0$$

$$\text{Max}\, S_n = \left(-\frac{40,545}{22} n^2 + \tfrac{13}{22} \cdot 40,545\, n - 143,732\right)$$

$$\text{Min}\, S_n = -143,732 \text{ Tons}$$

wobei alle Werthe in Tons ausgedrückt sind und die Last am unteren Rahmen concentrirt angenommen ist.



Die größte Spannung ist in allen Constructionstheilen nahezu dieselbe:

In der Röhre $\frac{1612}{397} = 4,06$ Tons pro □"

In der Kette $\frac{1600}{393} = 4,07$ Tons pro □"

In den Bändern $\frac{65}{15\frac{3}{4}} = 4,13$ Tons pro □"

welcher Werth wegen der Verschiebung der Intervalle nicht ganz genau ist. Der Werth Max S_n wird nirgends positiv, sondern bleibt für den Mittelstiel, bei dem er sich am meisten Null nähert, noch − 66 Tons. Der Werth Min S_n ist constant = − 143,732 Tons; zieht man hiervon das Gewicht der Röhre mit etwa 24 Tons pro Intervall ab, so erhält man die eingeschriebenen Grenzwerthe der Stiele von − 120 Tons. Da von dem Totalquerschnitt der Stiele von 54⅔ □" nach Abzug der Nietlöcher jedenfalls mehr als 30 □" nachbleiben, so ist auch der Zug in den Stielen keinenfalls größer als 4 Tons pro □".

Oberst Holland sagt in jenem Bericht: „Mit einer Last von 1 Ton pro laufenden Fuß, und Nichts abgezogen für irgend einen Theil der unmittelbar auf den Pfeilern ruhenden Röhrenenden, schätze ich den Druck in der Röhre auf ungefähr 4,2 Tons pro □" ihres Querschnittes" u. s. w. Wenn hiemit gesagt sein soll, daß für eine Stützweite von 455 Fuß der Druck 4,2 Tons pro □" der Röhre betrüge, so würde der Röhrenquerschnitt

hier ziemlich richtig gefunden sein müssen, weil man durch Annahme dieser Stützweite zu demselben Resultat kommt. —

Nimmt man zur Bestimmung des „theoretischen" Gewichtes die Spannung zu 4,065 Tons pro □" an, so findet man unter Beibehaltung der vorstehend angegebenen Längen und Anstrengungen der einzelnen Constructionstheile:

Oberer Rahmen	261,8 Tons
Unterer Rahmen	261,8 „
Stiele	21,9 „
Bänder	25,2 „
„Theoretisches Gewicht"	570,7 Tons

Nach dem mehrerwähnten Berichte betrugen die Durchbiegungen eines der Träger in der Mitte:

Durch das Eigengewicht mit der Fahrbahn, ungefähr 1100 Tons im Ganzen	Ostseite $2\frac{1}{4}$" Westseite $2\frac{1}{2}$"
Mit $1\frac{1}{4}$ Tons pro laufenden Fuß, gleichmäßig auf der Fahrbahn vertheilt	Ostseite 5,1" Westseite 5,25"
Mit $2\frac{3}{4}$ Tons pro laufenden Fuß	Ostseite 7,5" Westseite 7,75"

Bei den beiden letzten Experimenten sanken die Unterstützungen, auf welchen die Röhre ruhte, ungefähr $\frac{1}{2}$ Zoll, welches Maaß deshalb von den angegebenen Senkungen abzuziehen ist. Nachdem die Last von $2\frac{3}{4}$ Tons pro laufenden Fuß entfernt war, wurde eine bleibende Biegung von 1,2 Zoll an der Ostseite und von 1,25 Zoll an der Westseite beobachtet, abgesehen von der Durchbiegung durch das Eigengewicht. Mit einer Belastung von 384 Tons bog sich einer der Träger 1,2 Zoll und der zweite Träger 1,14 Zoll in der Mitte durch, und zwar wurden diese beiden Durchbiegungen in der Mitte der Querträger gemessen, so daß die Biegung der Fahrbahn in obigen Zahlen eingeschlossen ist.

Der Oberst Yolland schließt die Beschreibung der Belastungsversuche mit den Worten: „Ich betrachte diese Resultate als höchst befriedigend und, so weit meine Kenntnisse gehen, glaube ich, daß sie vorzüglicher sind als irgend Etwas der Art, was irgendwo erreicht wurde, und erreicht mit geringerem Aufwand an Geld und Material". —

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Zur Berechnung des „normalen" Trägers ist für die Stützweite von 433 Fuß das Eigengewicht $(1352 + 6 \cdot 433 =)$ 3950 ℔ pro laufenden Fuß zu setzen. Die Höhe und Intervallgröße des rechtwinkligen „Normalträgers" ist 43,3 Fuß und die für ihn anzunehmende Spannung 8760 ℔ pro □" (4,065 Tons pro □" engl.). —

Mit den schon berechneten, hier reducirten, Gewichten zusammengestellt, ergeben sich demnach folgende Gewichte für den „Normalträger":

Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	411302 ℔	303064 ℔	714366 ℔	114317 ℔	228732 ℔	343049 ℔	1057415 ℔
Theoret.	531978 ℔	531978 ℔	1063956 ℔	44500 ℔	51206 ℔	95706 ℔	1159662 ℔
Nutzbares	539496 ℔	535432 ℔	1074928 ℔	60960 ℔	52832 ℔	113792 ℔	1188720 ℔
Träger=	{incl. 278384 ℔ für Verstrebungen u.s.w.}		1615440 ℔	81280 ℔	62992 ℔	144272 ℔	1759712 ℔

Das „Trägergewicht" ist $= \frac{1759712}{433^2} = (9{,}41)$ ℔ pro laufenden Fuß. Das „Fahrbahngewicht" ist $= \frac{577088}{427} = 1352$ ℔ pro laufenden Fuß.

Wegen der rechtwinkligen Form, welche hier wie bei den übrigen Brücken dem „normalen" Träger zu Grunde gelegt wurde, darf das „normale" Gewicht nur als Ganzes mit den übrigen Gewichten verglichen verden; ebenfalls das Verhältniß des „normalen" Gewichtes der Rahmen oder Verticalconstructionen allein zu den andern Gewichten derselben Constructionstheile darf nur mit den übrigen Parabelträgern verglichen eine Bedeutung beanspruchen. —

Das „theoretische" Gewicht der Royal-Albert-Brücke ist ungeachtet der Trägerhöhe von $\frac{1}{7{,}9}$ der Länge 10 Procent größer als das „normale", was der schwereren parabolischen Trägerform, sowie dem großen Fahrbahngewicht zuzuschreiben ist. Das „nutzbare" Gewicht ist dagegen nur 3 Procent größer als das „theoretische", was sich ebenfalls durch die Trägerform, sowie durch die dem theoretischen Erforderniß genau entsprechende Materialvertheilung erklärt. Das „Trägergewicht" übertrifft zwar das „nutzbare" um die Hälfte, was hauptsächlich durch das hier hinzukommende große Gewicht der Fahrbahnlängsträger veranlaßt wird, allein trotzdem verhält sich das „Trägergewicht" günstiger zum „normalen" als bei irgend einer der untersuchten Brücken der Fall ist. —

Diese Brücke ist also nicht nur in allen Theilen richtig berechnet, sondern sie ist auch die leichteste von den untersuchten Brücken, und eine nähere Prüfung der Construction wird auch diese als musterhaft erkennen lassen. Die Brücke ist nicht vollkommen, aber tadelfrei! Die Mängel des in dieser Lage angewandten Parabelträgers ließen sich nicht beseitigen, aber sie sind unschädlich gemacht in einer Weise, welche sie fast wie Vorzüge erscheinen läßt. —

Nach Clark's Mittheilungen machte Brunel schon früh Versuche mit Trägern über mehre Stützpunkte, und wenn er dessen ungeachtet nie gekuppelte Träger angewandt hat, so darf man schließen, daß sie erst nach reiflicher Erwägung von ihm verworfen worden sind. Die Windsor- und die Chepstow-Brücke, beide mit Parabelträgern etwa im Jahre 1850 erbaut, haben manche Aehnlichkeit mit der Royal-Albert-Brücke, aber im Ganzen erscheinen sie wie Studien und diese wie das fertige Bild. Die Royal-Albert-Brücke ist durchweg so organisch gebildet und ihre einzelnen Theile sind so innig mit einander verwachsen, daß es schwierig ist das Besondere hervorzuheben.

Was die allgemeine Anordnung der Brücke betrifft, so wurde die Lichtweite der Oeffnungen und die Höhe der niedrigsten Constructionstheile über dem Wasserspiegel durch die Erfordernisse der Schifffahrt bedingt. Die Anwendung des Parabelträgers in seiner vortheilhaftesten Gestalt: mit geradem, unter der Fahrbahn liegenden, oberen Rahmen war deshalb unzulässig; nach den Untersuchungen des vorigen Abschnittes wäre es denkbar, daß eine andere Trägerform zweckmäßiger als die gewählte gewesen wäre, aber jedenfalls hat der Parabelträger unter allen Umständen den Vortheil vor jedem Andern, daß der constante Querschnitt seiner Rahmen nicht nur ihre Herstellung erleichtert, sondern auch die größte Wahrscheinlichkeit bietet, daß die thatsächlich stattfindenden Spannungen mit den theoretisch ermittelten übereinstimmen, wodurch bei gleicher Belastung der einzelnen Theile eine möglichst große Sicherheit erreicht wird. Der letzte Grund scheint in diesem Falle der entscheidende für die Wahl des Parabelträgers gewesen zu sein, denn die Herstellung

des Trägers in seiner jetzigen Gestalt ist eine technisch so schwierige, daß sie bei einer andern Trägerform kaum schwieriger gedacht werden kann.

Auf die einzelnen Theile übergehend, so ist zuerst die riesige Röhre von $445\frac{3}{4}$ Fuß Länge als das Hauptstück zu nennen; bei einem horizontalen Durchmesser von $16\frac{1}{2}$ Fuß hat sie $\frac{1}{26}$ der freitragenden Länge zur Breite, und bei ihrer zum Widerstande gegen Druck vorzüglich geeigneten Form, ihrer soliden Verbindung und Absteifung ist sie, mit ihren gleichsam eingemauerten Enden, wie ein für sich bestehender, vollkommen fester Theil des Trägers zu betrachten.

Die Ketten, welche in Gliedern von etwa 20 Fuß Länge den unteren Rahmen bilden, entsprechen gewiß ihrem Zwecke möglichst gut, aber die Schwierigkeit bestand darin, ihnen Festigkeit gegen seitliche Bewegungen zu verleihen, und die vorzügliche Lösung dieser Aufgabe ist es, welche die Anwendung des Parabelträgers in diesem Falle zu einer entschieden gelungenen stempelt.

Um dies näher nachzuweisen ist zuvor die Construction der Fahrbahn zu berühren. Sie unterscheidet sich von der im vorigen Abschnitte §. 11 beschriebenen, von Brunel bei der Chepstow-Brücke angewandten, im Wesentlichen nur dadurch, daß jede 20 Fuß zwischen zwei aufeinander folgende schräge Querträger, ein senkrecht zur Brückenaxe liegender eingeschoben ist, welcher die entgegengesetzten Enden jener mit einander verbindet. Dadurch ist ein vollständiger, wenn auch ungewöhnlicher Horizontalverband in der Fahrbahn hergestellt und bei ihrer großen Breite — welche durch die Spurweite von etwa 5' 2" bedingt wurde — ist sie durch die starke Kiesschüttung gewiß außerordentlich kräftig und scheint selbst bei dem Entgleisen eines Zuges auf der Brücke noch Sicherheit zu gewähren. Selbstverständlich erfordert das große Gewicht dieser Fahrbahn von 1352 ℔ pro laufenden Fuß entsprechende Fahrbahnlängsträger, für welche in Abständen von 20 Fuß die Befestigungspunkte an den Enden der Kettenglieder gegeben waren. Die Fahrbahnlängsträger haben aber, wie oben nachgewiesen, einen nutzbaren Querschnitt von circa 70 □" bei einer Höhe von acht Fuß. Sie werden durch das Gewicht der Fahrbahn und die äußere Belastung mit etwa 500 ℔ pro □" ihres nutzbaren Rahmenquerschnittes in Anspruch genommen und würden also eine ganz übermäßige Stärke besitzen, wenn sie nicht gleichzeitig dem Zwecke dienten, die Fahrbahn als Ganzes gegen seitliche Schwankungen zu schützen. Nimmt man an, daß die Fahrbahnlängsträger bei ihrer Lichtweite von 422 Fuß und ihrem gegenseitigen Abstande von $16\frac{1}{2}$ Fuß, ebenso wie die übrigen Constructionstheile mit 8760 ℔ pro □" ihres nutzbaren Querschnittes von 70 □" belastet werden dürfen, so würde hierzu ein horizontaler Druck von:

$$\frac{2 \cdot 16\frac{1}{2} \cdot 8760 \cdot 70}{211^2} = 450 \text{ ℔ pro laufenden Fuß}$$

erforderlich sein. Diese große Widerstandsfähigkeit ist gewiß unter allen Verhältnissen reichlich und die Fahrbahn bildet demnach in horizontalem Sinne ebenso wie die Röhre einen für sich bestehenden, vollkommen festen Träger.

Die sichere Basis, welche auf diese Weise in der Fahrbahn gewonnen war, wurde durch die Verticalstiele mit der Röhre verbunden, und somit ein Haltpunkt für die schwankenden Ketten geschaffen. Wie aus der Berechnung hervorgeht, haben die Verticalstiele einen sehr reichlichen Querschnitt und quer zur Brücke die beträchtliche Breite von 29,13 Zoll, so daß sie bei der festen Verbindung, in der sie sowohl mit dem Fahrbahnträger wie mit der Röhre stehen und unterstützt durch den querüber reichenden Kreuzverband,

vollständig geeignet sind, den aus den Ketten resultirenden Seitendruck auf die festen Theile des Oberbaues zu übertragen.

Die Verbindung der ebenfalls als Kettenglieder construirten Bänder ist aus den Zeichnungen klar und es ist nur noch darauf aufmerksam zu machen, daß sie ebenso wie die Ketten, die Stiele und die Fahrbahnlängsträger vor der definitiven Befestigung durch Keile genau in die richtige Lage gebracht werden konnten. Der daraus erwachsende Vortheil muß namentlich gegenüber den von oben bis unten zusammengenieteten Brücken sehr hoch angeschlagen werden, denn selbst bei der sorgfältigsten Bearbeitung der einzelnen Theile wird schon wegen des Temperaturwechsels eine kleine Correctur ihrer Länge möglich sein müssen, wenn man nicht in der Construction Spannungen hervorrufen will, die sich gänzlich der Berechnung entziehen und deshalb nur als schädlich betrachtet werden können. —

Ueberblickt man die großartige Brücke im Ganzen: die Kühnheit und die Originalität in der Idee, die organische Entwickelung der einzelnen Theile und die Meisterschaft in der Ausführung, so muß man in dem Erbauer eine höchst seltene Vereinigung von wissenschaftlicher Bildung und praktischem Genie erkennen. Die selbstbewußte Sicherheit, mit der er sein Werk beurtheilte, spricht sich am überzeugendsten in der enormen Belastung aus, welche er auf die Brücke bringen ließ: 5750 ℔ pro laufenden Fuß haben wahrscheinlich sonst noch nie auf einem Gleis gelegen, und die geringen dadurch hervorgebrachten Senkungen beweisen, daß sie keinen nachtheiligen Einfluß ausgeübt haben.

Die Betrachtung dieses seltenen Bauwerkes weiß ich nicht besser zu schließen, als mit einer Wiederholung der Worte Yolland's: Soweit meine Kenntnisse reichen, glaube ich, daß diese Brücke vorzüglicher ist, als irgend Etwas der Art, was je irgendwo gebaut wurde!

---

§. 11. Isar-Brücke bei Groß-Hesselohe.

Erbaut vom Oberbaudirektor v. Pauli. Eröffnet 1857.

Nach einer Mittheilung von Gerber in Förster's Bauzeitung 1859.

Französisches Maaß und Gewicht.

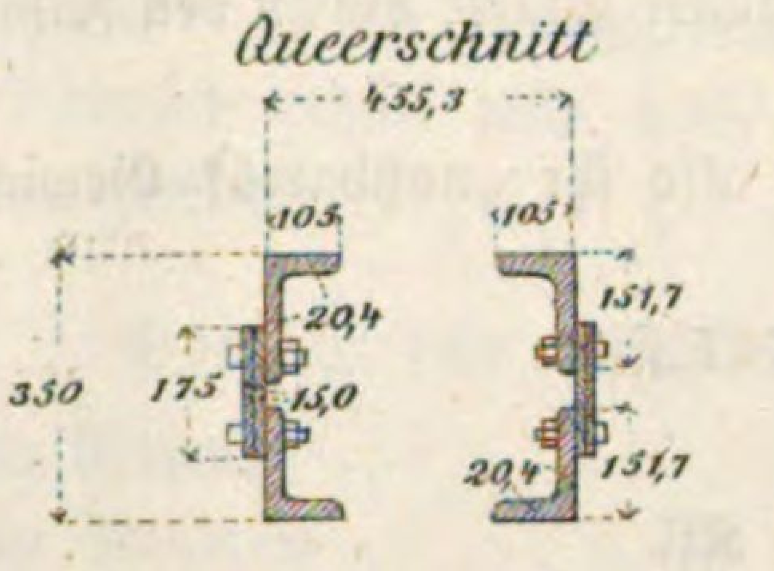
Die Isar-Brücke bei Groß-Hesselohe hat vier Oeffnungen, von denen die äußeren etwa halb so groß als die mittleren sind. Die ungleiche Weite der Oeffnungen wurde durch frühere in den Pfeilern schon ausgeführte Entwürfe bedingt, und wird hier nur eine der auf Blatt II dargestellten Mittelöffnungen von 54^{m} Lichtweite näher betrachtet werden.

Die Brücke ist für zwei Gleise bestimmt; die vier Träger jeder Oeffnung liegen in Abständen von $1^{m},8$ und ziemlich genau trifft auf jeden Träger eine Schiene. Die Verticalstiele der Hauptträger sind wegen der Krümmung des oberen Rahmens nach aufwärts verlängert und zur Unterstützung der Fahrbahnlängsträger benutzt. Die in den letzteren liegenden Querträger überragen consolartig um $2^{m},247$ die Hauptträger, wodurch die ganze Brückenbreite auf $9^{m},894$ gebracht wird und noch für zwei Fußwege außerhalb der Gleise Raum bietet.

Die Construction der einzelnen Theile ist in der folgenden Gewichtsberechnung angegeben.

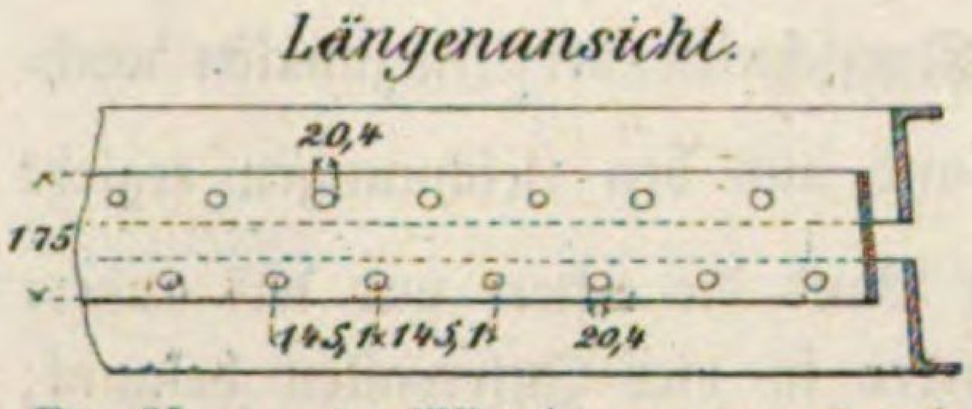
Gewichtsberechnung
für ein Gleis einer Oeffnung von 54 Mètres Lichtweite.

Oberer Rahmen. Der „Druckbogen" besteht in jedem Träger aus zwei Hälften, welche in Abständen von 1^m,5 durch Bolzen und Röhren mit einander verbunden sind. Der Querschnitt ist:



4 LEisen à 48,3 $\square^{cm}$	193,2 $\square^{cm}$
4 Flacheisen à 26,25 $\square^{cm}$	105,0 „
Für einen Träger	298,2 $\square^{cm}$

Die Länge des Bogens, zwischen den Kreuzungspunkten der Rahmen gemessen, ist 55^m,75, also sein Gewicht 5575 · 298,2 · 0,0078 = 12967 Kil., wonach für beide Druckbogen eines Gleises das „nutzbare" Gewicht 25934 Kil. beträgt. Da in Wirklichkeit der Druckbogen schon 1^m,05 vor jenem Kreuzungspunkt in ein Gußstück übergeht, so ist sein Gewicht nach **Gerber**:



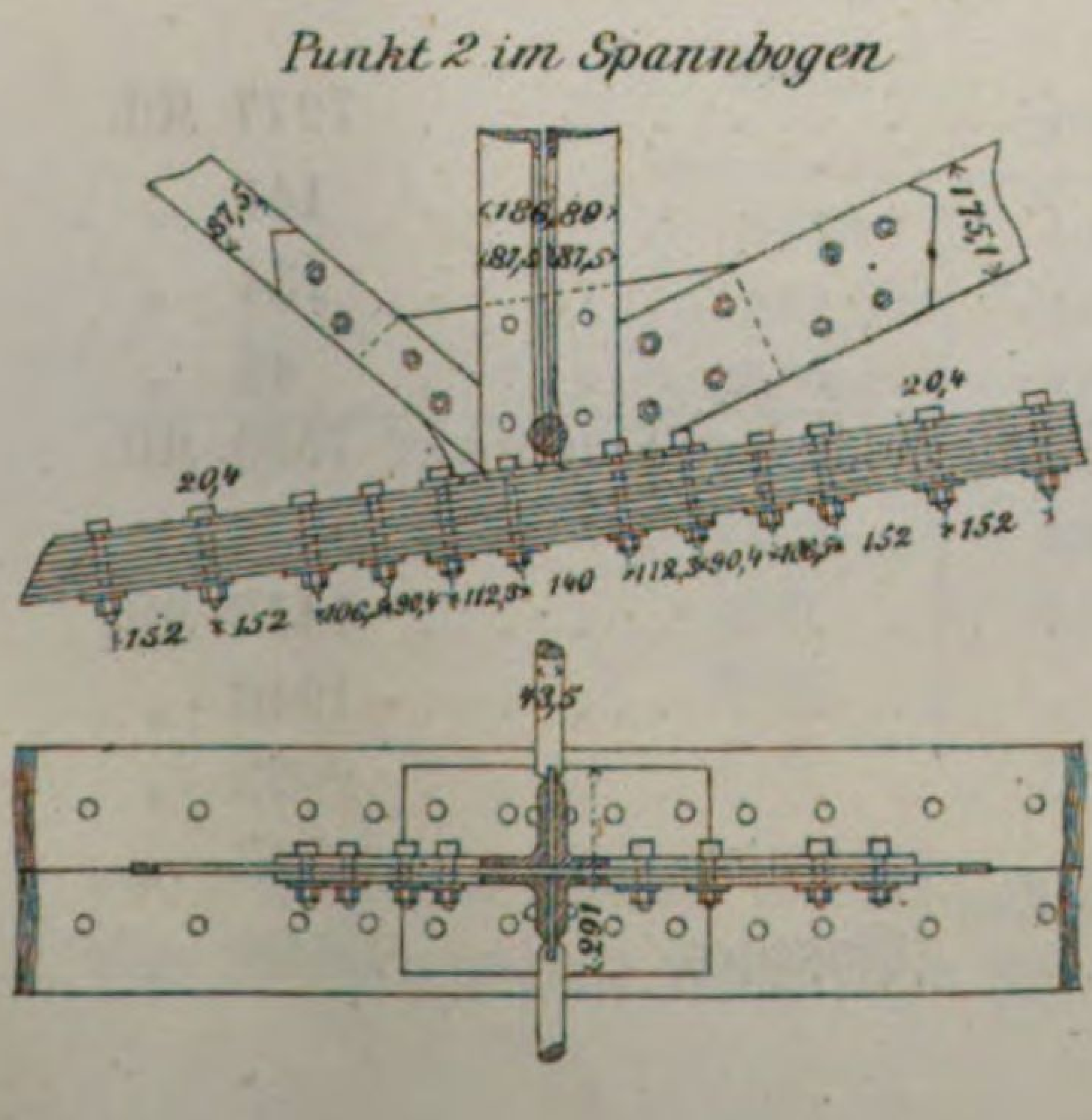
Die Maasse in Millimètres ausgedrückt.

Schmiedeeisen	25793 Kil.
Gußeisen der Anfangsstücke	4241 „
Im Ganzen Oberer Rahmen	30034 Kil.

Unterer Rahmen. Der „Spannbogen" besteht in jedem Träger aus zwei je 175^{mm} breiten Streifen von je acht Platten à 11^{mm},7 Dicke. In Entfernungen von 912^{mm} findet in jedem Streifen ein Plattenstoß statt, und zwischen zwei Stößen sind die acht Platten durch sechs, schwach conisch gedrehte, sehr sorgfältig eingepaßte Bolzen von 20^{mm},4 Durchmesser verbunden. Aehnliche Bolzen verbinden Platten und Winkeleisen des oberen Rahmens, und sind möglichst überall angewandt, weil man sie für stärker und besser hielt als Niete.



Von dem ganzen Querschnitt eines unteren Rahmens (327,6 $\square^{cm}$) ist also $\frac{1}{8}$ für die gestoßenen Platten und sind ferner zwei Bolzenlöcher von 20^{mm},4 abzuziehen, so daß ein nutzbarer Querschnitt von 253,2 $\square^{cm}$ bleibt. Das „nutzbare" Gewicht der beiden unteren Rahmen eines Gleises ist demnach 5575 · 2 (7 · 1,17 [35 – 2 · 2,04] 0,0078 = 22021 Kil.



Das Gewicht des vollen Querschnittes 5575 · 2 · 8 · 1,17 · 35 · 0,0078 = 28491 Kilogr. Nach **Gerber** das Totalgewicht 29571 Kil.

Stiele. Die „Säulen" bestehen aus vier Winkeleisen von 87^{mm},5 Seite und 8^{mm},8 Dicke von 14,63 $\square^{cm}$, also von zusammen 58,52 $\square^{cm}$ Querschnitt. Zwischen den Winkeleisen bleiben Räume von 11^{mm},89 Breite und durch diese sind in Entfernungen von 1^m Schraubbolzen gezogen, durch welche die vier Winkeleisen zusammengehalten werden. Die Verbindung der Stiele und Bänder mit dem unteren Rahmen ist mir unverständlich, weshalb ich Zeichnung und

Beschreibung derselben vollständig mittheile: „Auf dem Spannbogen ist in jedem Knotenpunkt eine 15^{mm} starke Platte befestigt, in diese ein verticalparallel der Trägerachse stehendes Blech eingesetzt mittelst flacher Zinken (siehe vorstehende Figur), und nun die stumpf auf jener Platte stehenden Winkeleisen der Säule an dieses angenietet". Durch den Druckbogen, mit dem sie verbolzt sind, gehen die Säulen in voller Stärke bis zu den Fahrbahnlängsträgern.

Die Totallänge der Säulen eines Trägers ist 52^{m}, also ihr „nutzbares" Gewicht für ein Gleis:

$$2 \cdot 5200 \cdot 58{,}52 \cdot 0{,}0078 = 4747 \text{ Kil.}$$

Nach Gerber beträgt ihr Totalgewicht:

Schmiedeeisen . .	6939 Kil.
Gußeisen	69 „
Im Ganzen Stiele	7008 Kil.

Bänder. Von den Bändern wird gesagt: „Die Querschnitte der Diagonalen wechseln in den großen Oeffnungen von $\frac{175}{17{,}5}$ bis $\frac{87{,}5^{mm}}{17{,}5}$", und aus den Zeichnungen ergiebt sich, daß im zweiten und dritten Intervall jedesmal ein Band die erstere und das andere die zweite dieser Stärken hat. Hienach sind die Bänder in vier Intervallen bekannt; nimmt man an, daß sie in den andern ebenso sind, so erhält man einen mittleren Bandquerschnitt von (131^{mm},3 · 17^{mm},5) = 23 □^{cm}. Hiervon ein Bolzenloch von circa 17,3^{mm} Durchmesser abgezogen, giebt bei der Totallänge der Bänder für zwei Träger von 266^{m} ihr „nutzbares" Gewicht zu 26600 · 11,4 · 17,5 · 0,0078 = 4139 Kil., und das Gewicht ihres vollen Querschnittes zu 26600 · 23 · 0,0078 = 4772 Kil. Nach Gerber ist: Totalgewicht der Bänder = 5810 Kil.

Fahrbahnlängsträger. Die Rahmen eines derselben bestehen je aus zwei Winkeleisen von 102^{mm} Höhe und zusammen 38 □^{cm} Querschnitt, welche mit ihren Innenkanten 601,2^{mm} von einander entfernt sind und zwischen sich die Querträger durchlassen. Letztere theilen die freitragende Länge der Fahrbahnträger von 4,24^{m} in drei Felder, von denen jedes durch ein Kreuz ausgefüllt ist. Nach Gerber ist das Gewicht an

Schmiedeeisen	11072 Kil.
Gußeisen	587 „
Totalgewicht der Fahrbahnträger	11659 Kil.

Querträger. Die Querträger liegen wie erwähnt in Abständen von durchschnittlich 1,413^{m} und bestehen bei 601,2^{mm} Totalhöhe aus vier durch Blech und Bänder verbundenen Winkeleisen. Nach Gerber ist das Gewicht

der Querträger an	Schmiedeeisen	7277 Kil.
	Gußeisen	141 „
der Langschwellenbefestigung an	Schmiedeisen	134 „
	Gußeisen	43 „
	Totalgewicht der Querträger	7595 Kil.

Ferner ist nach Gerber das Gewicht der

Horizontalquerverspannung der Fahrbahn		1413 Kil.
Verticalquerverspannung		1946 „
Bogenverspannung		2022 „
Verzierungen, Rosetten, Geländer, Gesimse und Fahrweg	Schmiedeeisen . .	776 „
	Gußeisen . . .	13995 „

Endlich wird noch das Gewicht eines Steges, welches zwischen den unteren Rahmen liegt, mit 575 Kil. Eisengewicht angegeben; dieses Steg ist jedoch im Folgenden nicht berücksichtigt, weil sein Holzgewicht aus den Zeichnungen nicht zu ermitteln ist.

Dagegen kommt noch hinzu: Holz der Fahrbahn 6000 □^{cm}, 5550^{cm} Länge, 0,0006 Kil. pro C^{cm} 19980 Kil. Schienen pro laufenden Mètre 90 Kil. 5000 Kil.

Demnach erhält man nach Gerber's Angaben, durch Hinzufügung des Holz- und Schienengewichtes:

Gewicht für ein Gleis nebst Fußweg von 55^{m},38 Stützweite.

Oberer Rahmen		30034 Kil.
Unterer Rahmen		29571 "
Stiele		7008 "
Bänder		5810 "
Fahrbahnlängsträger und Verstrebungen		17040 "
		„Trägergewicht" 89463 Kil.
Querträger	7595 Kil.	
Holz	19980 "	
Gleis	5000 "	
Geländer und Verzierungen	14771 "	
	„Fahrbahngewicht" 47346 "	
		Totalgewicht 136809 Kil.

Das schon angegebene „nutzbare" Gewicht ist:

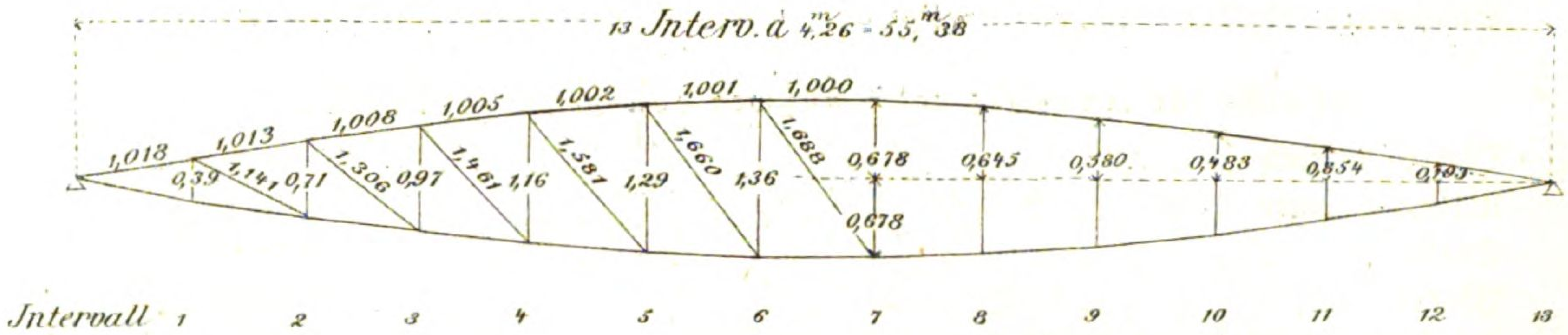
Oberer Rahmen	25934 Kil.
Unterer Rahmen	22021 "
Stiele	4747 "
Bänder	4139 "
„Nutzbares Gewicht"	56841 Kil.

Zur Berechnung der in dem Träger stattfindenden Spannungen ist die Kenntniß seiner Form nothwendig, und da diese von Gerber in Zahlen nicht angegeben wird — mit Ausnahme der Höhe in der Mitte, welche 5,8^{m} betragen soll — so habe ich sie auf den der Beschreibung beigegebenen sehr sorgfältigen Zeichnungen gemessen. Nachstehend sind die gemessenen Ordinaten mit denen einer Parabel, von obiger Höhe in der Mitte, zusammengestellt:

Abscisse	Ordinate gemessen	Ordinate berechnet	Differenz
4,37^{m}	1,64^{m}	1,69^{m}	+ 0,05^{m}
8,61	3,02	3,05	+ 0,03
12,85	4,07	4,14	+ 0,07
17,09	4,90	4,95	+ 0,05
21,33	5,44	5,50	+ 0,06
25,57	5,72	5,77	+ 0,05
Mitte 27,69	5,75	5,80	+ 0,05

und ergeben sich hieraus so kleine und fast constante Unterschiede, daß man die Trägerform, ohne einen irgendwie bemerkbaren Fehler zu begehen, wie eine Parabel betrachten kann.

Die elf mittleren Intervalle haben eine Länge von 4,24^m^ und die beiden äußersten sind je 4,37^m^ lang. Setzt man der Einfachheit wegen die Intervalle sämmtlich gleich 4,26^m^, so erhält man bei gleicher Krümmung der Rahmen und ihrer Entfernung von 5,8^m^ in der Mitte, die Intervalllänge als Einheit angenommen, die Gleichung jedes Rahmens $= 0{,}209\,n - 0{,}016\,n^2$, woraus sich folgende Längenabmessungen des Trägers berechnen:



Nimmt man, was ohne nennenswerthen Fehler geschehen kann, das Eigengewicht und die äußere Last in den Knotenpunkten des oberen Rahmens concentrirt an, so erhält man nach §. 6 des I. Abschnittes:

$$\mathrm{Max}\,T_n = \mathrm{Max}\,U_n = \frac{l^2 P}{8 f \operatorname{Cos}\gamma_n} = \frac{169 \cdot 24721}{8 \cdot 1{,}36 \cdot \operatorname{Cos}\gamma_n} = (383993 \cdot \text{Länge Rahmen})\ \text{Kil.}$$

$$\mathrm{Max}\,N_n = \frac{l\pi}{8 f \operatorname{Cos}\alpha_n} = \frac{13 \cdot 14199}{8 \cdot 1{,}36 \cdot \operatorname{Cos}\alpha_n} = (16966 \cdot \text{Länge Band})\ \text{Kil.}$$

$$\mathrm{Max}\,S_{n+1} = -\frac{\pi}{2l} n^2 + \frac{l+1}{2l}\pi n + \frac{p}{2} = (-546 n^2 + 7644 n + 5261)\ \text{Kil.}$$

worin angenommen ist:

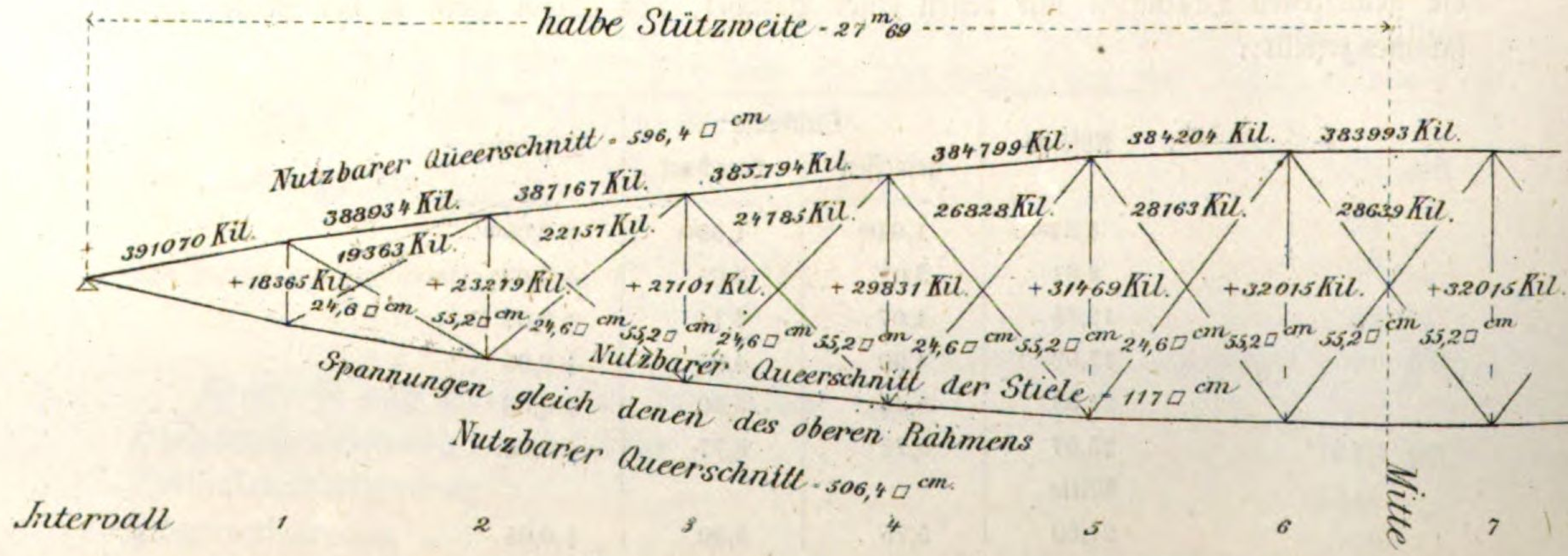
$$p = \frac{136809}{55{,}38} 4{,}26 = 10522\ \text{Kil. pro Intervall}$$

$$\pi = 3333 \cdot 4{,}26 = 14199\ \text{Kil.}$$

also:

$$P = 24721\ \text{Kil. pro Intervall.}$$

Hiernach ergeben sich die Spannungen in den einzelnen Constructionstheilen, zusammengestellt mit ihren nutzbaren Querschnitten.



Die stärksten Belastungen finden demnach statt:

Im oberen Rahmen Int. 1 $\frac{391070}{596,4} = 656$ Kil. pro □cm Druck

Im unteren Rahmen Int. 1 $\frac{391070}{506,4} = 772$ Kil. pro □cm Zug

In den Stielen Int. 7 $\frac{32015}{117} = 274$ Kil. pro □cm Druck

In den Bändern Int. 6 $\frac{28163}{24,6} = (1145)$ Kil. pro □cm Zug

für die äußere Belastung von 3333 Kil. pro laufenden Mètre Gleis.

Die Spannung der Bänder von 1145 Kil. pro □cm, welche sich bei der als möglich vorgesehenen Befahrung der Brücke mit Semmering-Maschinen noch größer herausstellt, ist keinenfalls beabsichtigt, denn das zu denselben verwandte Flacheisen ist wie alles übrige in der Brücke nur geprüft „unter einer Spannung von 1140 Kil. pro □cm und Prellung durch Hammerschläge". Von den Bändern heißt es außerdem: „Die Diagonalen wurden erst nach der Senkung aller Rippen einer Oeffnung durch ihr Eigengewicht befestigt und dabei mittelst besonderer Vorrichtungen um circa $\frac{1}{6000}$ ihrer Länge gespannt, damit sie beim Einfahren der Lokomotive sofort in Wirksamkeit treten und dadurch die Formveränderung der Vierecke eine möglichst geringe wird". Da der Elastizitätsmodul durch Versuche zu 1500000 Kil. pro □cm ermittelt wurde, so entspricht die Ausdehnung von $\frac{1}{6000}$ der Länge einem Zuge von 250 Kil. pro □cm, welcher Zug der obigen Spannung von 1145 Kil. pro □cm hinzugefügt werden muß. Die stärkste Spannung in den Bändern beträgt demnach 1395 Kil. pro □cm, während sie von Gerber nur zu 634 Kil. in max. angegeben wird.

Legt man zur Ermittelung des „theoretischen" Gewichtes die stärksten Spannungen in den Rahmen von 656 Kil. Druck und 772 Kil. Zug pro □cm in allen Constructionstheilen zu Grunde, so erhält man:

Oberer Rahmen . . .	25653	Kil.
Unterer Rahmen . . .	21798	„
Stiele	1706	„
Bänder	3451	„
„Theoretisches Gewicht"	52608	Kil.

Bei der Probebelastung von 5140 Kil. pro laufenden Mètre Gleis betrug die Senkung in der Mitte einer der großen Oeffnungen 50,5mm, wovon nach Entferung der Belastung nur 6mm blieben. —

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Zur Berechnung des „Normalträgers" hat man die Stützweite = 176,5 Fuß und das anzunehmende Eigengewicht also $536 + 6 \cdot 176,5 = 1595$ ℔ pro laufenden Fuß, die Intervalllänge und Trägerhöhe = 17,65 Fuß und

das Eigengewicht pro Intervall $p = 1595 \cdot 17,65 = 28152$ ℔
die äußere Last „ „ $\pi = 2092 \cdot 17,65 = 36924$ ℔
die Totallast „ „ $P = 65076$ ℔.

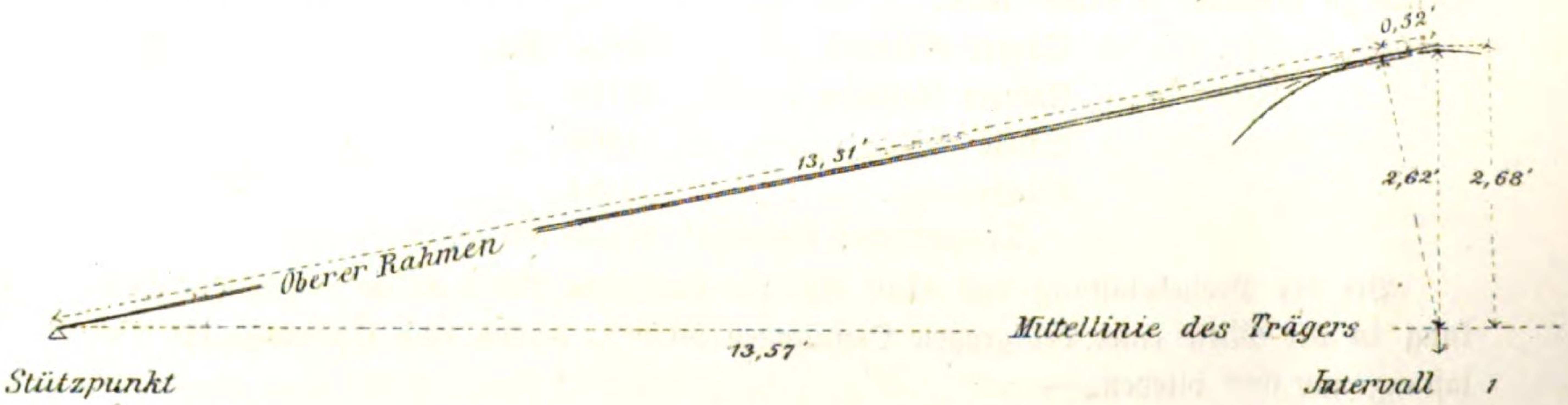
Die Anstrengung des Materials ist 8974 ℔ Druck und 10561 ℔ Zug pro □". — Hieraus ergiebt sich mit den übrigen hier reducirten Gewichten zusammengestellt das „Normalgewicht":

Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	40708 ℔	25488 ℔	66196 ℔	11835 ℔	20363 ℔	32198 ℔	98394 ℔
Theoret.	51306 ℔	43596 ℔	94902 ℔	3412 ℔	6902 ℔	10314 ℔	105216 ℔
Nutzbares	51868 ℔	44042 ℔	95910 ℔	9494 ℔	8278 ℔	17772 ℔	113682 ℔
Träger-	incl. Fahrbahnlängsträger und Verstrebungen		153290 ℔	14016 ℔	11620 ℔	25636 ℔	178926 ℔

Das „Trägergewicht" ist $\frac{178926}{176{,}5^2} = (5{,}71)$ ℔ pro laufenden Fuß. Das „Fahrbahngewicht" $\frac{94692}{176{,}5} = 536$ ℔ pro laufenden Fuß.

Die Träger der Isar-Brücke sollen nicht, wie oben auf Grund der Zeichnungen angenommen wurde, Parabelträger sein, sondern „Träger von gleichem Widerstande", die bekanntlich für eine „gemeinnützige Erfindung" des Königl. Bayr. Directors Fr. Aug. Pauli ausgegeben worden sind. Ein Aufsatz des Ingenieurs Köpcke*) hat schon vor mehren Jahren diese „Erfindung" ausführlich beleuchtet, und wenige Worte werden zu ihrer Würdigung deshalb hier genügen. —

Herr Pauli berechnet zur Construction seines Trägers die Ordinaten einer Parabel, trägt aber diese Ordinaten nicht senkrecht zur Abscissen- oder Trägeraxe auf, sondern senkrecht zu den zu bestimmenden Polygonseiten, wobei er von den Stützpunkten des Trägers ausgeht. Unter Beibehaltung der auf Seite 133 berechneten Ordinaten der Träger der Isar-Brücke findet man — wie nachstehend angedeutet — die Trägerhöhe am Ende des



ersten Intervalles zu (2 · 2,68 =) 5,36 Fuß, während der Parabelträger hier (2 · 2,62 =) 5,24 Fuß hoch sein würde. Der Unterschied zwischen den beiden Trägerformen muß sich, wie leicht einzusehen, nach der Mitte zu verringern und beträgt am Ende des sechsten Intervalles nur noch etwa 0,02 Fuß. Im siebenten Intervall läßt sich aber die Construction auf die angegebene Weise nicht mehr ausführen: Einmal soll in diesem, dem mittelsten, Intervalle der Rahmen horizontal sein und das andere Mal von dem schon gefundenen sechsten Punkt aus den im siebenten beschriebenen Kreisbogen berühren, zwei Bedingungen, welche sich nicht mit einander vereinigen lassen. Es folgt auch unmittelbar, daß die Rahmen im sechsten und siebenten Intervall nicht einander gleich sein können, weil ihre Horizontalkräfte einander gleich sein sollen, während ihre Neigung zum Horizont nicht dieselbe ist. Der Pauli'sche Träger von gleichem Widerstande ist nur herzustellen,

*) Zeitschrift des Hannöv. Arch.- u. Ing.-Vereins, Jahrgang 1858.

wenn seine ganze Länge in eine gerade Anzahl von Intervallen getheilt wird; da dies bei den Trägern der Isar-Brücke nicht geschehen ist, so hat die angebliche Erfindung auch bei ihr keine Anwendung gefunden.

Man kann übrigens Herrn Pauli gerne zugeben, daß er eine Erfindung gemacht hat, aber daß sie „gemeinnützig" ist, muß man nach dem vorliegenden Beispiele bestreiten; sie ist vielmehr nutzlos und gemeinschädlich! Die Unterschiede zwischen dem „Träger von gleichem Widerstande" und dem Parabelträger sind so geringfügig, daß sie in der Praxis ganz vernachlässigt werden können; will man ihnen aber dennoch Werth beilegen, so müßte zunächst der Einfluß der veränderten Rahmenform auf die Stiele und Bänder nachgewiesen werden. Dies hat Herr Pauli nicht allein unterlassen, sondern nach Herrn Gerber's Mittheilungen ist man sogar zu dem Schlusse gezwungen, daß ihm die Kenntnisse mangelten, um einen solchen Nachweis führen zu können. Herr Pauli wußte die in den Bändern wirksamen Kräfte nicht zu berechnen, wie aus ihren übermäßigen Spannungen bis zu 19084 ℔ pro □" hervorgeht, oder — wenn man dies wegen der immerhin zweifelhaften Stärke der Bänder in den mittleren Intervallen ignoriren will — wie sich daraus mit Sicherheit folgern läßt, daß die beiden Bänder desselben Intervalles von ganz verschiedener Stärke sind, während sie nahezu dieselbe Stärke haben müßten.

Ein ähnlicher Fehler in den Stärken der Bänder könnte jedoch auch bei dem Parabelträger begangen sein, aber wenn Herr Pauli nicht die fruchtlose Idee des „Trägers von gleichem Widerstande" verfolgt hätte, so würde ihm schwerlich entgangen sein, daß für die Isar-Brücke der Parabelträger mit geradem oberen Rahmen viel geeigneter gewesen wäre. Nach den Ermittelungen des I. Abschnittes würde sich dadurch das „theoretische" Gewicht des Parabelträgers um etwa $1\frac{1}{2}$ Procent, also um circa 1500 ℔ Eisen für ein Gleis einer Oeffnung vermehrt haben, dagegen wären aber überflüssig geworden und erspart:

die Fahrbahnverspannung	2826 ℔
die Fahrbahnlängsträger	23318 „
circa $\frac{1}{3}$ der Säulen	1752 „
Zusammen für ein Gleis einer großen Oeffnung	27896 ℔

Diese Erfindung kostet also allein bei der Isar-Brücke dem Bayrischen Gemeinwesen circa 150000 ℔ Eisen, und kann folglich nicht anders als gemeinschädlich bezeichnet werden.

Sieht man ab von der beabsichtigten Form der Träger und betrachtet sie wie gewöhnliche Parabelträger, so ist daran zu erinnern, daß diese — wie Herr Köpcke nachgewiesen hat — vom Königl. Hannöv. Oberhofbaudirector Laves im Jahre 1834 erfunden und von ihm seitdem mehrfach bei kleineren hölzernen und eisernen Brücken angewandt sind. Größere Parabelträger wurden fast 10 Jahre früher als von Pauli in England gebaut und die Isar-Brücke bietet deshalb auch in dieser Beziehung nichts Neues.

Es ist zu bedauern, daß die erste größere Brücke Deutschlands, bei welcher die Parabelträger benutzt sind, mit so weitgehenden Ansprüchen in die Welt getreten ist, da sie andernfalls gewiß allgemeine Anerkennung gefunden hätte. Die Krümmung des oberen Rahmens würde zwar immer als eine verfehlte Anordnung zu bezeichnen sein, allein trotz dieses Fehlers stellen sich die Gewichtsverhältnisse der Träger in Folge ihrer beträchtlichen Höhe und der großen Intervalle außerordentlich günstig, und durch die hier angewandte Vergleichsmethode ergiebt sich ihr Eigengewicht nur um 8 Procent größer als das der Träger des Crumlin-Viaducts.

Eine noch zu erwähnende Eigenthümlichkeit der Brücke besteht darin, daß möglichst überall statt der Niete gedrehte, $\frac{1}{100}$ conische, Bolzen angewandt wurden, weil diese sich

bei angestellten Versuchen widerstandsfähiger als Niete gezeigt hatten und die zu ihrer Aufnahme bestimmten Löcher vollständiger als jene ausfüllten. Da die angestellten Versuche nicht näher beschrieben sind, so kann man nicht darüber urtheilen, aber gegen die aus ihnen gezogenen Folgerungen würde sich doch wohl Manches einwenden lassen.

Der große Vortheil der Nietung besteht in der starken Pressung, welchen die Niete mittelst ihrer Köpfe nach dem Erkalten auf die durch sie verbundenen Stücke ausüben; diese starke Pressung bewirkt nicht nur, daß alle Niete durchaus gleichzeitig in Wirksamkeit kommen müssen, sondern sie vereinigt die einzelnen Stücke auch zu einem so festen Ganzen, daß namentlich die wünschenswerthe Steifigkeit in den gedrückten Constructionstheilen dadurch in hohem Grade befördert wird. Durch eine große Zahl kleiner Bolzen lassen sich diese Vortheile nicht erreichen; wenn auch der einzelne Bolzen sein Loch wirklich besser ausfüllen sollte als ein Niet, so ist eine vollkommene Ausfüllung doch keinenfalls denkbar, und wegen der mangelnden Pressung muß die Verbindung deshalb lockerer ausfallen.

Die Vortheile der Niete verringern sich mit ihrer zunehmenden Länge und mit der Abnahme ihrer Anzahl, und statt eines einzelnen Nietes wird gewiß ein einzelner Bolzen zweckmäßiger sein. Bei den gezogenen Constructionstheilen, welche keiner Steifigkeit bedürfen, hat die Nietverbindung überhaupt eine geringere Bedeutung und in den unteren Rahmen und Bändern von Brücken sind häufig Bolzen statt der Niete angewandt, nur gab man ihnen stets einen viel größeren Durchmesser als bei der Isar-Brücke geschehen ist. Man hatte dann nicht nöthig sich auf die gleichzeitige Wirksamkeit vieler kleiner Bolzen zu verlassen und bezweckte außerdem eine Materialersparniß, indem man besonders geformte Kettenglieder wählte, welche nur an den Bolzenlöchern die erforderliche Verstärkung erhielten. Auf diese Weise construirte man nicht nur theoretisch richtig, sondern erreichte in dem unteren Rahmen der Saltash-Brücke z. B. das günstige Verhältniß des „nutzbaren" zum Totalgewichte wie 1 : 1,13.

Herr Gerber weist besonders darauf hin, daß die Verbindung der acht aufeinander liegenden Platten des unteren Rahmens der Isar-Brücke durch Niete unthunlich gewesen wäre, aber es war ja auch nicht nothwendig, gerade diese Form für den unteren Rahmen zu wählen. Von seinem vollen Querschnitte gehen 23 Procent für Stöße und Nietlöcher verloren und sein Totalgewicht verhält sich zu seinem „nutzbaren" wie 1 : 1,34 gegenüber dem obigen viel vortheilhafteren Verhältniß bei der Saltash-Brücke. Die gewählte Form des unteren Rahmens hat außer ihrem großen Gewichte noch den Nachtheil, daß sie sich nicht gut, weder mit den Stielen und Bändern, noch mit dem oberen Rahmen verbinden ließ; für die ersteren mußte deshalb zu der zinkenförmigen Verbindung gegriffen werden, und zur Herstellung der letzteren wurde auf jedem Trägerende ein 6¾ Fuß langes Gußstück angewandt, was bei einer Brücke aus Schmiedeeisen doch nur als ein Nothbehelf gelten kann.

Im Ganzen wird man weder die ausgedehnte Anwendung zahlreicher schwacher Bolzen, noch die ausschließliche Benutzung der Nietverbindungen empfehlen können und auch in dieser Beziehung scheint mir bei der Saltash-Brücke die goldene Mittelstraße eingehalten worden zu sein. —

§. 12. Brahe-Brücke bei Czersk.

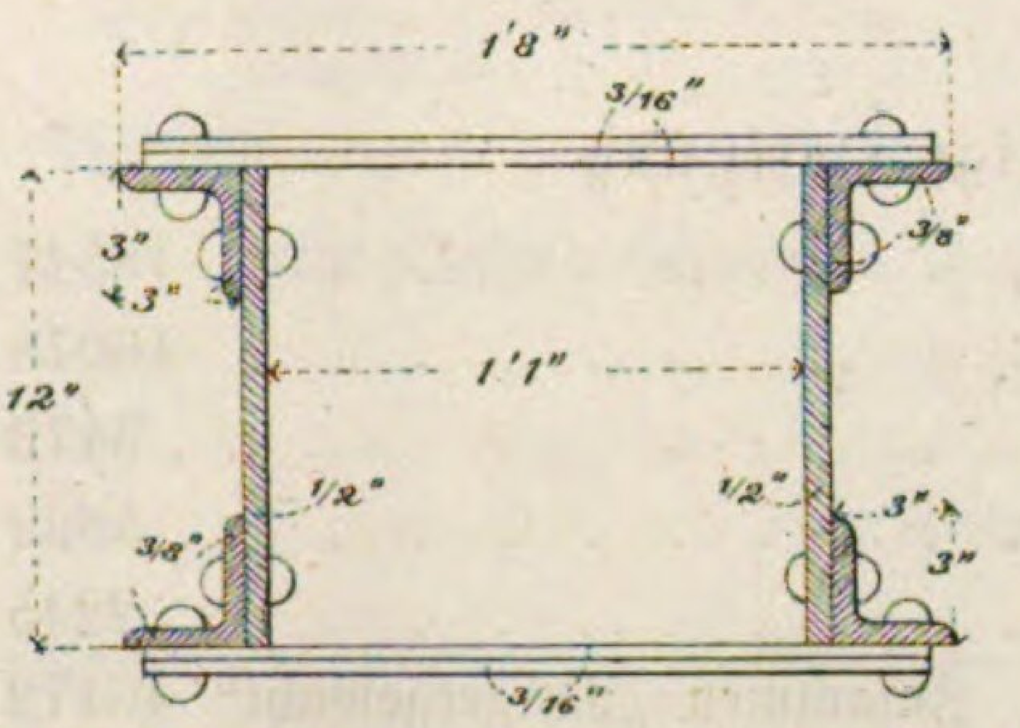
„Entworfen im technischen Eisenbahnbureau des Königl. Preuß. Handels-Ministeriums".

Nach einer Mittheilung des Eisenbahnbaumeisters W. Schwedler in der Preußischen Zeitschrift für Bauwesen 1861.

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Die eingleisige Brahe-Brücke bei Czersk in der Bromberg-Thorner Eisenbahn überschreitet in schiefer Richtung den Fluß, mittelst zweier Oeffnungen von 81 Fuß Stützweite, deren Construction auf Blatt II und in der folgenden nach Herrn Schwedler's Angaben zusammengestellten Gewichtsberechnung angegeben ist.

Oberer Rahmen. Die beiden Hälften jedes oberen Rahmens sind durch zwei Gitter von $1\frac{1}{2}''$ breiten Stäben mit einander verbunden und enthalten:



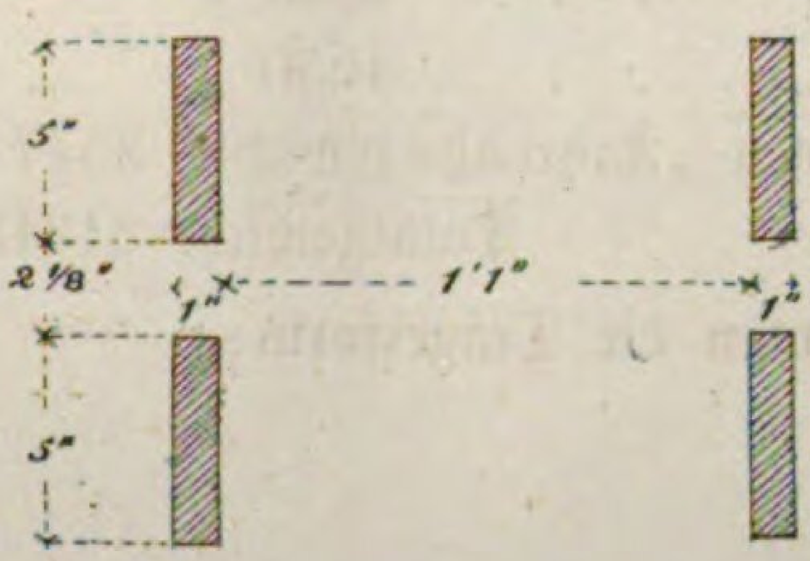
2 Platten $12'' \times \frac{1}{2}''$	12 □"
4 Winkeleisen à 2,11 □"	8,44 „
Zusammen ein Rahmen	20,44 □"

wonach das „nutzbare" Gewicht der oberen Rahmen eines Gleises ist:

$$2 \cdot 20{,}44 \cdot 0{,}279 \cdot 12 \cdot 84{,}24 = 11530 \text{ ℔}$$

und ihr Totalgewicht wird angegeben zu	15273 ℔
hiezu die Hälfte des Gewichtes der Bolzenhülsen, Schuhe und Auflager . .	3274 „
Im Ganzen oberer Rahmen	18547 ℔

Unterer Rahmen. Jeder untere Rahmen hat einen Querschnitt von 20 □", wovon in den Stößen 4 Nietlöcher von 1 Zoll Durchmesser abgehen, so daß 16 □" nutzbarer Querschnitt bleiben; das „nutzbare" Gewicht beider unterer Rahmen ist also:



$$2 \cdot 16 \cdot 81 \cdot 12 \cdot 0{,}279 = 8678 \text{ ℔}.$$

Die Verbindung der Rahmen mit den Stielen und Bändern ist wie bei dem Crumlin-Viaduct durch Bolzen, welche mittelst übergeschobener Hülsen die Rahmenhälften gegen einander absteifen, bewerkstelligt. Ueber den Pfeilern sind die oberen und unteren Rahmen mit einander und einem gußeisernen Auflagerstück verbunden, welch' Letzteres mittelst eines halbcylinderförmigen Ausschnittes auf der Unterlagsplatte ruht.

Der untere Rahmen wiegt nach Schwedler	12804 ℔
Hiezu für Auflager u. s. w. wie beim oberen Rahmen	3274 „
Im Ganzen unterer Rahmen	16078 ℔

Stiele. Die Stiele sind quer zur Brücke $11\frac{1}{2}$ Zoll breit und bestehen in jedem Träger aus 4 Winkeleisen von $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{8}''$, von denen je zwei aneinander liegen und zwischen sich durch ein Gitterwerk von $1\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{16}''$ Stäben verbunden sind. Oben und unten sind an die Winkeleisen je zwei Platten von $6'' \times \frac{3}{16}''$ genietet, welche mittelst zweizölliger Oeffnungen auf den Bolzen der Rahmen sitzen. Für beide Träger beträgt der nutzbare Querschnitt der Stiele gegen Zug demnach $4 \cdot 4 \cdot \frac{3}{8} = 6$ □", und das „nutzbare" Gewicht:

$$6 \cdot 60 \cdot 12 \cdot 0{,}279 = 1205 \text{ ℔}.$$

Der Querschnitt der acht Winkeleisen zweier Stiele ist 13,84 □", welche reichliche Stärke

hauptsächlich dadurch bedingt wurde, daß der obere Rahmen mittelst der Stiele gegen die Querträger abgesteift werden sollte. Alle Stiele wiegen im Ganzen 3473 ℔.

Bänder. Die Bänder sind alle 4″ × ⅜″ und liegt je eins auf jeder Seite der Stiele. Von der Breite ¾″ für ein Nietloch abgezogen giebt für die vier Bänder jeder Richtung in beiden Trägern 4,88 □″ nutzbaren Querschnitt. Da ihre Länge in jedem Träger 85,01 Fuß beträgt, so ist das „nutzbare" Gewicht aller Bänder:

$$4{,}88 \cdot 0{,}279 \cdot 85{,}01 \cdot 12 \cdot 2 = 2778 \text{ ℔}.$$

An die Enden jedes Bandes sind beiderseits Platten genietet, welche auf den Rahmenbolzen sitzen.

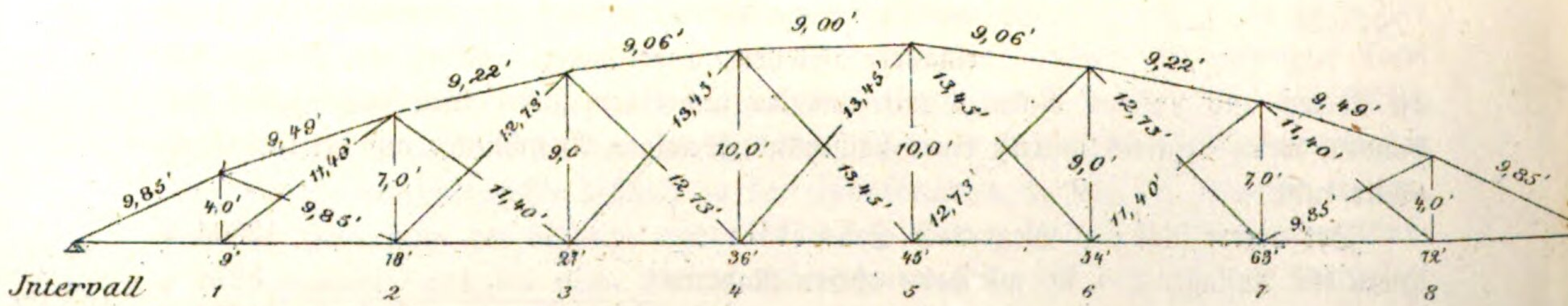
Das Totalgewicht der Bänder beträgt 5829 ℔.

Man erhält demnach mit Berücksichtigung des von Schwedler angegebenen Gewichtes für die Fahrbahn u. s. w.:

Gewicht für eine eingleisige Oeffnung.

Oberer Rahmen		18547 ℔
Unterer Rahmen		16078 „
Stiele		3473 „
Bänder		5829 „
Horizontalverband		2245 „
Zusammen „Trägergewicht"		46172 ℔
9 Querträger à 1038,7 ℔	9348 ℔	
19 Schwellenträger	9078 „	
155 Cubikfuß Holz zum Belag u. s. w. à 37 ℔	5735 „	
29 Querschwellen, $\frac{9}{10}$″ stark à 240 ℔	6960 „	
81 laufende Fuß Gleis à 50 ℔	4050 „	
Zusammen „Fahrbahngewicht"		35171 „
Totalgewicht		81343 ℔

Zur Bestimmung des „theoretischen" Gewichtes hat man die Trägerform:



Das Gewicht pro Intervall $\frac{81343}{9} = 9038$ ℔, wofür durch ein Versehen gerechnet ist $p = 9125$ ℔, $\pi = 9 \cdot 2092 = 18828$ ℔ pro Intervall, $P = 27953$ ℔ pro Intervall. Demnach:

$$\text{Max}\, T_n = \frac{P l^2}{8 f \operatorname{Cos} \gamma_n} = \frac{27953 \cdot 9^2}{8 \cdot 1{,}125 \cdot \operatorname{Cos} \gamma_n} = \frac{251577 \text{ ℔}}{\operatorname{Cos} \gamma_n}$$

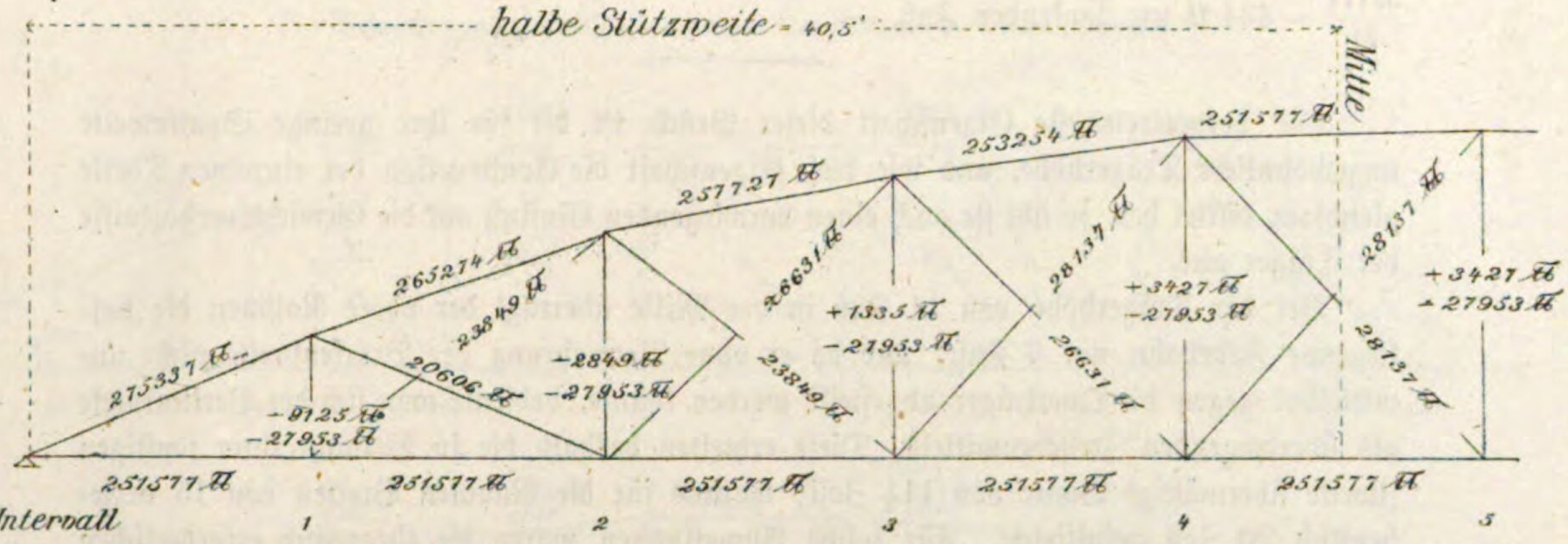
$$\text{Max}\, U_n = 27953 \cdot 9 = 251577 \text{ ℔}$$

$$\text{Max}\, N_n = \frac{l \pi}{8 f \operatorname{Cos} \alpha_n} = \frac{\pi}{\operatorname{Cos} \alpha_n} = \frac{18828 \text{ ℔}}{\operatorname{Cos} \alpha_n}$$

$$\text{Min}\, S_n = -P = -27953 \text{ ℔}$$

$$\text{Max}\, S_n = -\frac{\pi}{21} n^2 + \frac{1+2}{21} \pi n - P = (-1046 n^2 + 11506 n - 27953) \text{ ℔}.$$

Hieraus ergeben sich folgende Anstrengungen:



Die stärksten Spannungen in den einzelnen Constructionstheilen sind also:

Im oberen Rahmen $\frac{275337}{40,88} = 6735$ ℔ Druck pro □"

Im unteren Rahmen $\frac{251577}{32} = 7862$ ℔ Zug pro □"

In den Stielen $\frac{27953}{6} = 4659$ ℔ Zug pro □"

In den Bändern $\frac{28137}{4,88} = 5766$ ℔ Zug pro □".

Die Bänder sind mit einer Spannung von 5 bis 10 Ctr. angenietet, wodurch sich ihre größte Spannung auf etwa 6500 ℔ pro □" steigert. —

Legt man die stärksten Spannungen in den Rahmen auch für die Stiele und Bänder zu Grunde, so erhält man das „theoretische" Gewicht, wenn man für die Stiele die Anstrengungen auf Zug und auf Druck addirt:

Oberer Rahmen	10968 ℔
Unterer Rahmen	8678 „
Stiele	753 „
Bänder	1858 „
Im Ganzen „Theoretisches Gewicht"	22257 ℔

Für den „Normalträger" ist die „Stützweite" $l = 81$ Fuß, die Höhe und Intervallgröße $= 8,1$ Fuß, das anzunehmende Eigengewicht $p = (434 + 6 \cdot 81)\, 8,1 = 7452$ ℔ pro Intervall, die äußere Belastung $\pi = 8,1 \cdot 2092 = 16945$ ℔ pro Intervall; also die Totalbelastung $P = 24397$ ℔ pro Intervall; die Anstrengung des Materials 6735 ℔ Druck pro □" und 7862 ℔ Zug pro □", woraus sich das „Normalgewicht", mit den übrigen zusammengestellt, ergiebt:

Gewicht	Oberer Rahmen	Unterer Rahmen	Zusammen	Stiele	Bänder	Zusammen	Im Ganzen
Normales	9332 ℔	5890 ℔	15222 ℔	2782 ℔	4855 ℔	7637 ℔	22859 ℔
Theoret.	10968 ℔	8678 ℔	19646 ℔	753 ℔	1858 ℔	2611 ℔	22257 ℔
Nutzbares	11530 ℔	8678 ℔	20208 ℔	1205 ℔	2778 ℔	3983 ℔	24191 ℔
Träger-	incl. Verstrebungen		36870 ℔	3473 ℔	5829 ℔	9302 ℔	46172 ℔

Das „Trägergewicht" ist $\frac{46172}{81^2} = (7{,}01)$ ℔ pro laufenden Fuß. Das „Fahrbahngewicht" $\frac{35171}{81} = 434$ ℔ pro laufenden Fuß. —

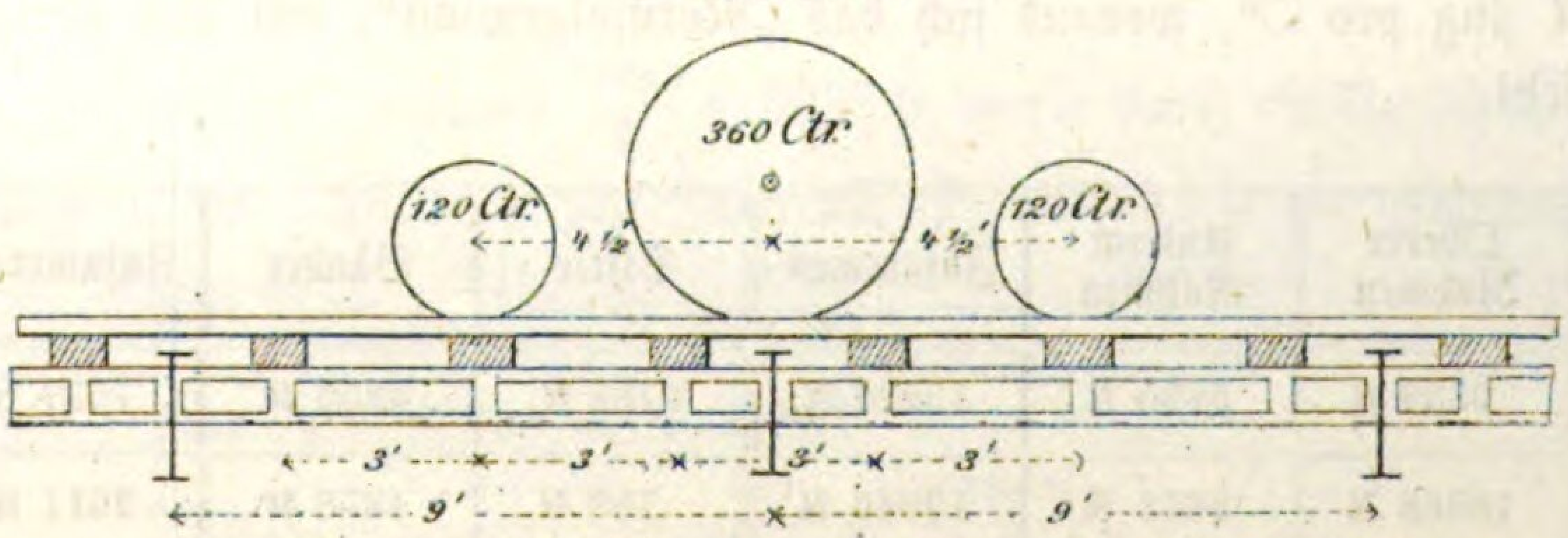
Die hervortretendste Eigenschaft dieser Brücke ist die für ihre geringe Spannweite ungewöhnliche Trägerhöhe, und wie diese Eigenschaft die Construction der einzelnen Theile gleichsam diktirt hat, so übt sie auch einen vorwiegenden Einfluß auf die Gewichtsverhältnisse der Träger aus.

Bei der Trägerhöhe von 11 Fuß in der Mitte überragt der obere Rahmen die tiefliegende Fahrbahn um 7 Fuß, und da er ohne Vermehrung der Brückenbreite nicht unmittelbar gegen die Querträger abgesteift werden konnte, bediente man sich der Verticalstiele als übertragenden Zwischenmittels. Diese erhielten deshalb die in Betracht ihrer sonstigen Zwecke übermäßige Breite von $11\frac{1}{2}$ Zoll, woraus für die Rahmen Breiten von 15 beziehentlich 20 Zoll resultirten. Für solche Abmessungen waren die theoretisch erforderlichen Querschnitte der genannten Constructionstheile vergleichsweise sehr gering und die unausbleibliche Folge derselben war, daß ein beträchtliches Gewicht für Gitter, Bolzen nebst Hülsen, Gußstücke u. s. w. aufgewandt werden mußte. Eine um etwa drei Fuß geringere Trägerhöhe würde vermuthlich eine stabilere Construction ohne Vermehrung des Gewichtes ermöglicht haben.

Den angeführten Thatsachen entsprechend ist das „theoretische" und „nutzbare" Gewicht der Träger zwar sehr niedrig, das Verhältniß des „Trägergewichtes" zum „nutzbaren" dagegen erheblich ungünstiger als bei einer der andern untersuchten Brücken. Mit den andern Parabelträgern verglichen stellt sich das „Trägergewicht" auch recht hoch gegen das „normale", obgleich nicht wie bei jenen eine Vermehrung desselben durch Fahrbahnlängsträger mit Zubehör stattgefunden hat. —

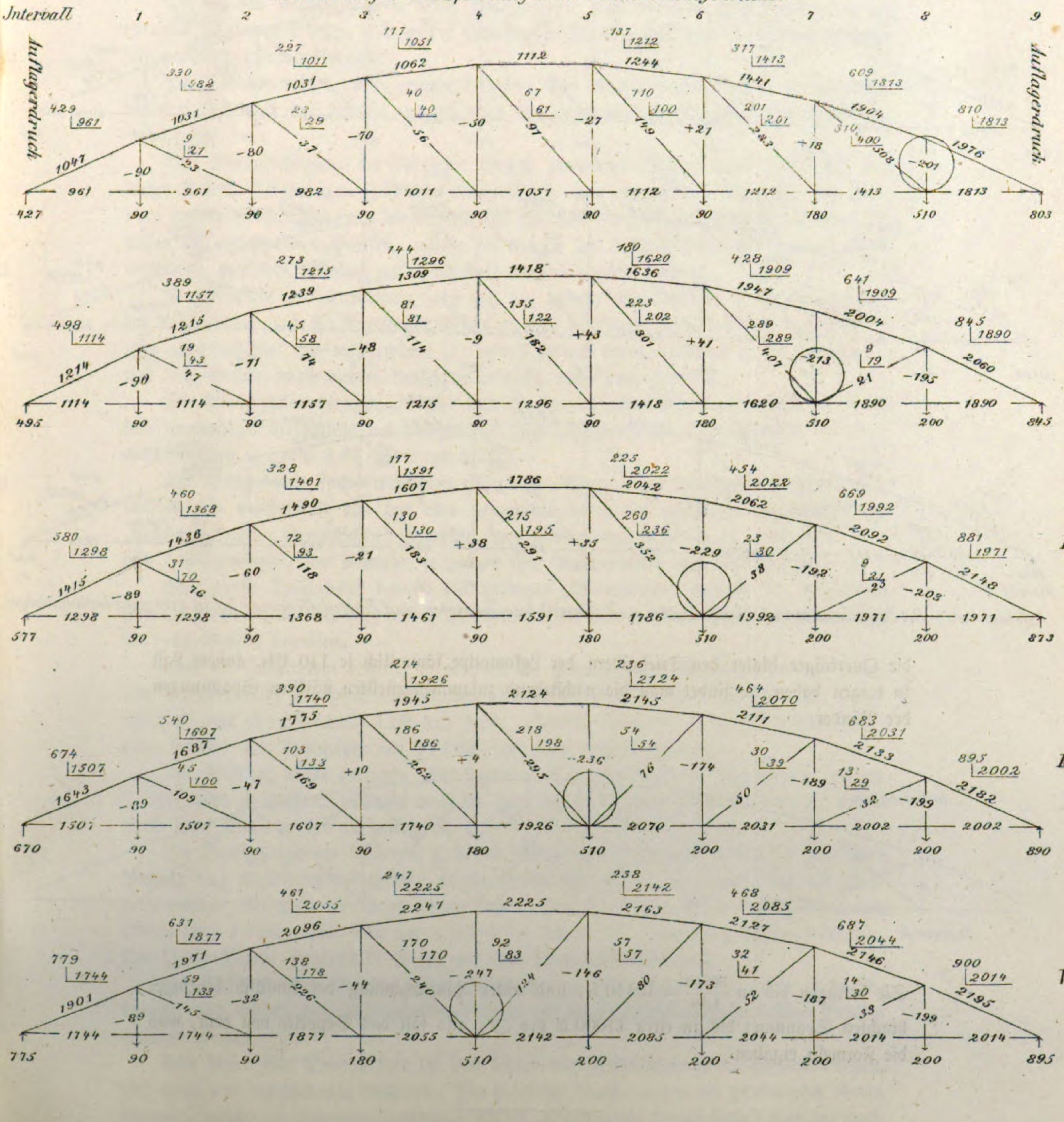
Die Berechnung der in den Bändern stattfindenden Spannungen, welche bei dieser wie bei den übrigen Brücken nach den Formeln des I. Abschnittes vorgenommen ist, bedarf in diesem Falle einer sehr merkbaren Correctur. Während im vorigen Abschnitte darauf aufmerksam gemacht wurde, daß bei der Bestimmung der Querträgerentfernung die Menge des zu den Verticalconstructionen erforderlichen Materials nicht unberücksichtigt bleiben dürfe, ermittelte Herr Schwedler dieselbe, indem er die Bedingung stellte, daß die Summe des Gewichtes der Quer- und Schwellenträger ein Minimum werde. Nach Schwedler's Angaben beträgt die stärkste äußere Belastung, welche einen Querträger treffen kann, $2\,(180 \cdot \frac{5}{6} + 120 \cdot \frac{1}{2}) = 420$ Ctr. und unter Hinzurechnung des Eigengewichtes von 90 Ctr., die

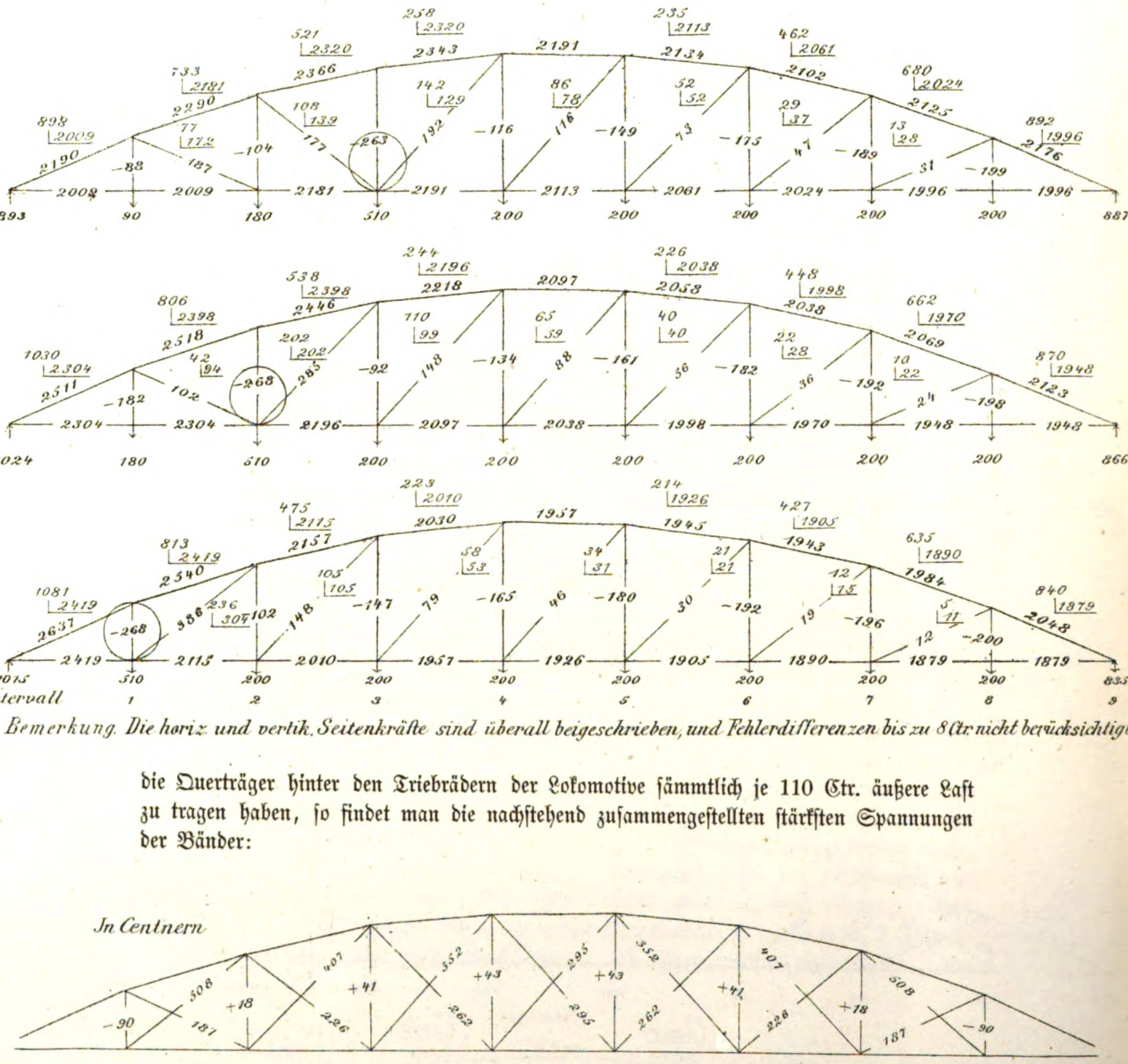
Locomotive



Totalbelastung in max. 510 Ctr., während bei obiger Berechnung dieselbe zu 279,53 Ctr. angenommen wurde. Ermittelt man, wie nachstehend geschehen, die Spannungen der Bänder für die Maximalbelastungen der einzelnen Querträger unter der Annahme, daß

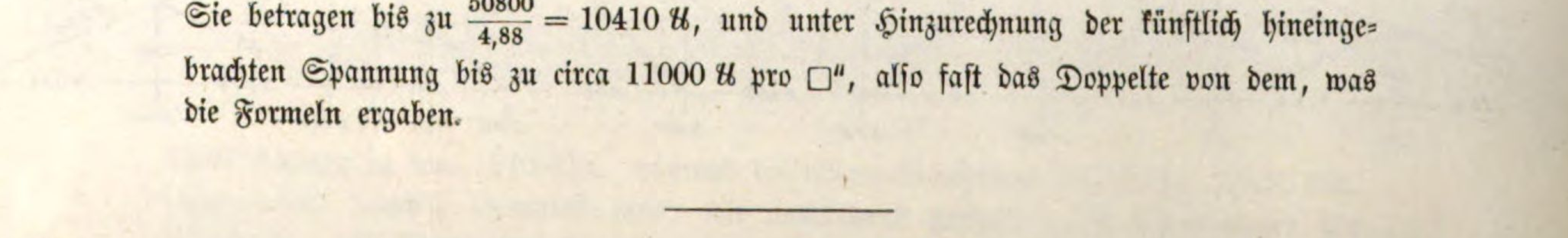
Die Belastungen und Spannungen in Centnern ausgedrückt.





Bemerkung. Die horiz. und vertik. Seitenkräfte sind überall beigeschrieben, und Fehlerdifferenzen bis zu 8 Ctr. nicht berücksichtigt.

die Querträger hinter den Triebrädern der Lokomotive sämmtlich je 110 Ctr. äußere Last zu tragen haben, so findet man die nachstehend zusammengestellten stärksten Spannungen der Bänder:



Sie betragen bis zu $\frac{50800}{4{,}88} = 10410$ ℔, und unter Hinzurechnung der künstlich hineingebrachten Spannung bis zu circa 11000 ℔ pro □", also fast das Doppelte von dem, was die Formeln ergaben.

§. 13. Vergleichende Resultate.

Die in den vorhergehenden neun Paragraphen nach der Zeit ihrer Entstehung auf einander folgenden Brücken sind in der umstehenden Tabelle, nach dem Grade ihrer Leichtigkeit geordnet, zusammengestellt.

Die Tabelle enthält außer einigen Angaben über die Hauptabmessungen der einzelnen Brücken ihre nach den speciell mitgetheilten Gewichtsberechnungen ermittelten Gewichtsverhältnisse.

Mit Berücksichtigung der bei jeder Brücke gemachten Bemerkungen lassen sich aus dieser Tabelle Folgerungen ziehen zu Gunsten des einen oder andern Systems, der einen oder andern Constructionsart; die Unterschiede zwischen den entsprechenden Gewichtsverhältnissen bei verschiedenen Brücken, welche bei einigen fast verschwinden, sind bei andern so bedeutend, daß ihre Ursachen mit Sicherheit erkannt werden können.

Der Einfluß der Kuppelung zeigt sich den andern rechtwinkligen Trägern gegenüber bei der Langon- und der Dirschauer Brücke in dem günstigen Verhältnisse des „nutzbaren" zum „theoretischen" Rahmengewichte (1 : resp. 1,09 und 1,01), während er bei der Boyne- und Leda-Brücke, durch andere Umstände verdeckt, nicht bemerkbar ist.

Die Blechbrücken (Langon-, Leda- und Conway-Brücke) charakterisiren sich durch ein sehr ungünstiges Verhältniß des „nutzbaren" zum „theoretischen" Gewichte ihrer Verticalconstructionen (1 : resp. 2,67 • 2,98 und 3,71). —

Die Gitter- und Fachwerksbrücken (Crumlin-, Boyne- und Dirschauer Brücke) unterscheiden sich vortheilhaft von den eben genannten durch ein günstigeres Verhältniß des „nutzbaren" zum „theoretischen" Gewichte ihrer Verticalconstructionen (1 : resp. 1,07 • 1,13 und 1,35) und zwar um so mehr, je größer ihre Maschenweite oder Intervallgröße ist.

Eine große Trägerhöhe bewirkt ein geringes „theoretisches" Gewicht im Verhältniß zum „normalen", wie die fünf ersten Brücken der Tabelle, und den Umständen nach selbst die Leda-Brücke, beweisen.

Was die Trägerform betrifft, so zeichnen die Parabelträger (Royal-Albert-, Heseloher und Brahe-Brücke) sich durch ein geringes „nutzbares" Gewicht im Verhältniß zum „theoretischen" aus (1 : resp. 1,03 . 1,08 und 1,09), obgleich ihnen in dieser Beziehung gekuppelte Brücken (die Dirschauer mit 1 : 1,10) sehr nahe kommen können.

Die Wirkung einer größeren oder kleineren Spannweite ist im Allgemeinen aus der Tabelle nicht zu ersehen; vielleicht weil die Zahl der untersuchten Brücken oder der Unterschied ihrer Spannweiten zu gering ist.

Die Construction der Rahmen, d. h. die Menge des Materials, welche zu ihrer Verbindung und Absteifung aufgewandt wurde, spricht sich aus in dem Verhältniß des „Trägergewichtes" derselben zu ihrem „nutzbaren". Die Heseloher, Brahe- und Dirschauer Brücke (mit 1 : resp. 1,60 • 1,82 und 1,63) stellen sich in dieser Beziehung am ungünstigsten. Die Brahe-Brücke ebenfalls in Bezug auf ihre Verticalconstructionen.

Die fünf leichtesten Brücken haben sämmtlich eine große Trägerhöhe, sowie große Intervalle, und müssen diese Eigenschaften deshalb als die ersten Erfordernisse leichter Brücken genannt werden.

Von diesen fünf Brücken sind die drei letzten beträchtlich schwerer als die beiden ersten, und zwar aus verschiedenen Gründen: Die Heseloher Brücke wegen der gekrümmten oberen Rahmen, welche die Fahrbahnlängsträger nöthig machten; die Boyne-Brücke trotz der zweigleisigen Fahrbahn wegen der kleinen Seitenöffnungen und die Brahe-Brücke mittelbar

Hauptverhältnisse der untersuchten Brücken.

Preußisches Maaß und Zollgewicht.

Bezeichnung der Brücke	§. 10. Royal-Albert-Brücke	§. 7. Crumlin-Viaduct	§. 11. Heseloher Brücke	§. 8. Boyne-Brücke	§. 12. Brahe-Brücke	§. 9. Langon-Brücke	§. 5. Dirschauer Brücke	§. 6. Leda-Brücke	§. 4. Conway-Brücke
Constructionsart	Parabelträger	Warrenträger	Parabelträger	Ueber 3 Oeffng. gekupp. Gitterbr.	Parabelträger	Ueber 3 Oeffng. gekupp. Blechbr.	Ueber 2 Oeffng. gekupp. Gitterbr.	Ueber 3 Oeffng. gekupp. Blechbr.	Röhrenbrücke
Stützweite (l)	433'	144,2'	176,5'	Seitenöffng. 137' Mittelöffng. 259'	81'	Seitenöffng. 207' Mittelöffng. 246'	394'	Seitenöffng 95' Mittelöffng. 120'	398'
Trägeranzahl pro Gleis	2 Stück	2 Stück	2 Stück	1 Stück	2 Stück	1 Stück	2 Stück	2 Stück	2 Stück
Verhältniß der theoret. Höhe zur Stützweite	1 : 7,9	1 : 10,8	1 : 9,5	1 : 6,3 1 : 12	1 : 8,1	1 : 11,8 1 : 14	1 : 12,1	1 : 10 1 : 12,7	1 : 17,3
Fahrbahngewicht pro lfd. Fuß und Gleis	1352 ℔	342 ℔	536 ℔	496 ℔	434 ℔	624 ℔	773 ℔	453 ℔	148 ℔
Trägergewicht pro lfd. Fuß und Gleis	(9,4 l) „	(4,5 l) „	(5,7 l) „	(6,6 l) „	(7 l) „	(5,5 l) „	(14,4 l) „	(10,8 l) „	(16 l) „
Größte Anstrengung der Rahmen pro □" Druck	8749 „	9007 „	8974 „	9697 „	6735 „	12955 „	7878 „	6490 „	11637 „
Größte Anstrengung der Rahmen pro □" Zug	8771 „	10861 „	10561 „	10775 „	7862 „	15267 „	9740 „	9311 „	16378 „
Verhältniß der Gewichte: Normales : Theoretischen – Rahmen	1 : 1,48	1 : 0,98	1 : 1,43	1 : 0,98	1 : 1,29	1 : 1,22	1 : 1,89	1 : 1,25	1 : 2,79
Normales : Theoretischen – Verticalconstr.	1 : 0,28	1 : 0,80	1 : 0,32	1 : 0,96	1 : 0,34	1 : 0,99	1 : 1,53	1 : 1,08	1 : 1,40
Normales : Theoretischen – Im Ganzen	1 : 1,10	1 : 0,93	1 : 1,07	1 : 0,97	1 : 0,97	1 : 1,15	1 : 1,78	1 : 1,19	1 : 2,36
Theoretisches : Nutzbaren – Rahmen	1 : 1,01	1 : 1,21	1 : 1,01	1 : 1,24	1 : 1,03	1 : 1,09	1 : 1,01	1 : 1,43	1 : 1,26
Theoretisches : Nutzbaren – Verticalconstr.	1 : 1,19	1 : 1,07	1 : 1,72	1 : 1,13	1 : 1,53	1 : 2,67	1 : 1,35	1 : 2,98	1 : 3,71
Theoretisches : Nutzbaren – Im Ganzen	1 : 1,03	1 : 1,17	1 : 1,08	1 : 1,20	1 : 1,09	1 : 1,53	1 : 1,10	1 : 1,88	1 : 1,71
Nutzbares : Trägergewicht – Rahmen	1 : 1,50	1 : 1,45	1 : 1,60	1 : 1,53	1 : 1,82	1 : 1,50	1 : 1,63	1 : 1,33	1 : 1,35
Nutzbares : Trägergewicht – Verticalconstr.	1 : 1,27	1 : 1,88	1 : 1,44	1 : 1,90	1 : 2,34	1 : 1,09	1 : 1,20	1 . 1,41	1 : 1,28
Nutzbares : Trägergewicht – Im Ganzen	1 : 1,48	1 : 1,55	1 : 1,57	1 : 1,64	1 : 1,91	1 : 1,30	1 : 1,49	1 : 1,36	1 : 1,32
Theoret. : Trägergewicht – Rahmen	1 : 1,52	1 : 1,75	1 : 1,62	1 : 1,88	1 : 1,88	1 : 1,63	1 : 1,64	1 : 1,90	1 : 1,71
Theoret. : Trägergewicht – Verticalconstr.	1 : 1,51	1 : 2,02	1 : 2,49	1 : 2,15	1 : 3,56	1 : 2,90	1 : 1,62	1 : 4,20	1 : 4,74
Theoret. : Trägergewicht – Im Ganzen	1 : 1,52	1 : 1,82	1 : 1,70	1 : 1,97	1 : 2,07	1 : 1,99	1 : 1,64	1 : 2,57	1 : 2,26
Normales : Trägergewicht – Rahmen	1 : 2,26	1 : 1,72	1 : 2,32	1 : 1,84	1 : 2,41	1 : 2,00	1 : 3,11	1 : 2,37	1 : 4,77
Normales : Trägergewicht – Verticalconstr.	1 : 0,42	1 : 1,62	1 : 0,80	1 : 2,07	1 : 1,22	1 : 2,89	1 : 2,48	1 : 4,55	1 : 6,65
Normales : Trägergewicht – Im Ganzen	1 : 1,66	1 : 1,69	1 : 1,82	1 : 1,91	1 : 2,02	1 : 2,29	1 : 2,92	1 : 3,07	1 : 5,35

wegen der großen Trägerhöhe. Außerdem sind diese drei Brücken in ihren Verticalconstructionen nicht ganz richtig berechnet: Von der Boyne=Brücke darf man dies nach Baensch' Untersuchungen annehmen und von den beiden andern ist es oben nachgewiesen.

Es bleiben also nur die Royal=Albert=Brücke und der Crumlin=Viaduct übrig, und diese zeigen ungeachtet der größten Verschiedenheiten in der Spannweite, Trägerform, Lage der Fahrbahn und in der Construction nahezu dasselbe Verhältniß des „Trägergewichtes“ zum „normalen“, wie $1 : 1\frac{2}{3}$. Hinsichtlich der Fahrbahn des Crumlin=Viaducts ist auf das in §. 7 darüber Gesagte zu verweisen. —

Als drittes und Haupt=Erforderniß einer leichten und guten Brücke muß deshalb die richtige Berechnung der von ihren einzelnen Theilen zu entwickelnden Widerstände angesehen werden. —

Anhang.

Skizze des Entwurfs einer zweigleisigen Brücke für 1000 Fuß Stützweite.

Preußisches Maaß und Gewicht.

Der Entwurf einer tausend Fuß weiten Brücke würde eine vielumfassende Arbeit sein, die nur mit Rücksicht auf eine bestimmte Lokalität unternommen werden könnte. Die folgende Skizze eines solchen Entwurfes setzt bei den einzelnen Constructionstheilen die Formen der Royal-Albert-Brücke voraus und können deshalb von dieser die Gewichtsverhältnisse abgeleitet werden.

Der obere Rahmen ist dem entsprechend als 40 Fuß breite Röhre gedacht und dasselbe Maaß als Entfernung der unteren Rahmenmitten angenommen.

Bei diesen Annahmen würde eine eingleisige Fahrbahn unverhältnißmäßig ungünstige Resultate ergeben und sind deshalb zwei Gleise auf die Brücke gelegt. Für eine eingleisige Fahrbahn müßte eine andere Construction gewählt werden.

Die Entfernung der unteren Rahmenmitten ist auch für eine zweigleisige Fahrbahn noch sehr bedeutend und ergeben überschlägliche Berechnungen, daß ihr Gewicht zu 2000 ℔ pro laufenden Fuß angenommen werden muß. Dieses Gewicht läßt sich aber einhalten, selbst bei der im Folgenden zu Grunde gelegten Querträgerentfernung von 62,5 Fuß, wenn man die Gleise zur Seite rückt und den freien Raum in der Mitte etwa zu einem Fußwege bestimmt.

Das „Trägergewicht" ist zu 10000 ℔ pro laufenden Fuß geschätzt, woraus sich das Gewicht im Ganzen für die Oeffnung zu (1000 + 51) ℔ pro laufenden Fuß Gleis ergeben würde.

Wählt man als Trägerform die abgestumpfte Parabel mit geradem untern Rahmen, einer Höhe am Auflager von 40 Fuß und in der Mitte von 160 Fuß; setzt man die Intervallgröße = 125 Fuß, theilt sie aber durch ein zweifaches System der Verticalconstructionen in die Hälfte, so erhält man die beiden nachstehenden Träger und für jeden derselben die Intervallgröße = 1 angenommen:

Die Länge 1000′ = 8

Die Höhe am Auflager 40′ = 0,32

Die Höhe in der Mitte 160′ = 1,28

Die Gleichung des oberen Rahmens = $(0{,}32 + 0{,}48\,n - 0{,}06\,n^2)$

Das Eigengewicht $p = \frac{6000 \cdot 125}{100} = 7500$ Ctr. pro Intervall

Die äußere Belastung $\pi = \frac{2000 \cdot 125}{100} = 2500$ Ctr. pro Intervall

Die Totalbelastung $P = \frac{8000 \cdot 125}{100} = 10000$ Ctr. pro Intervall

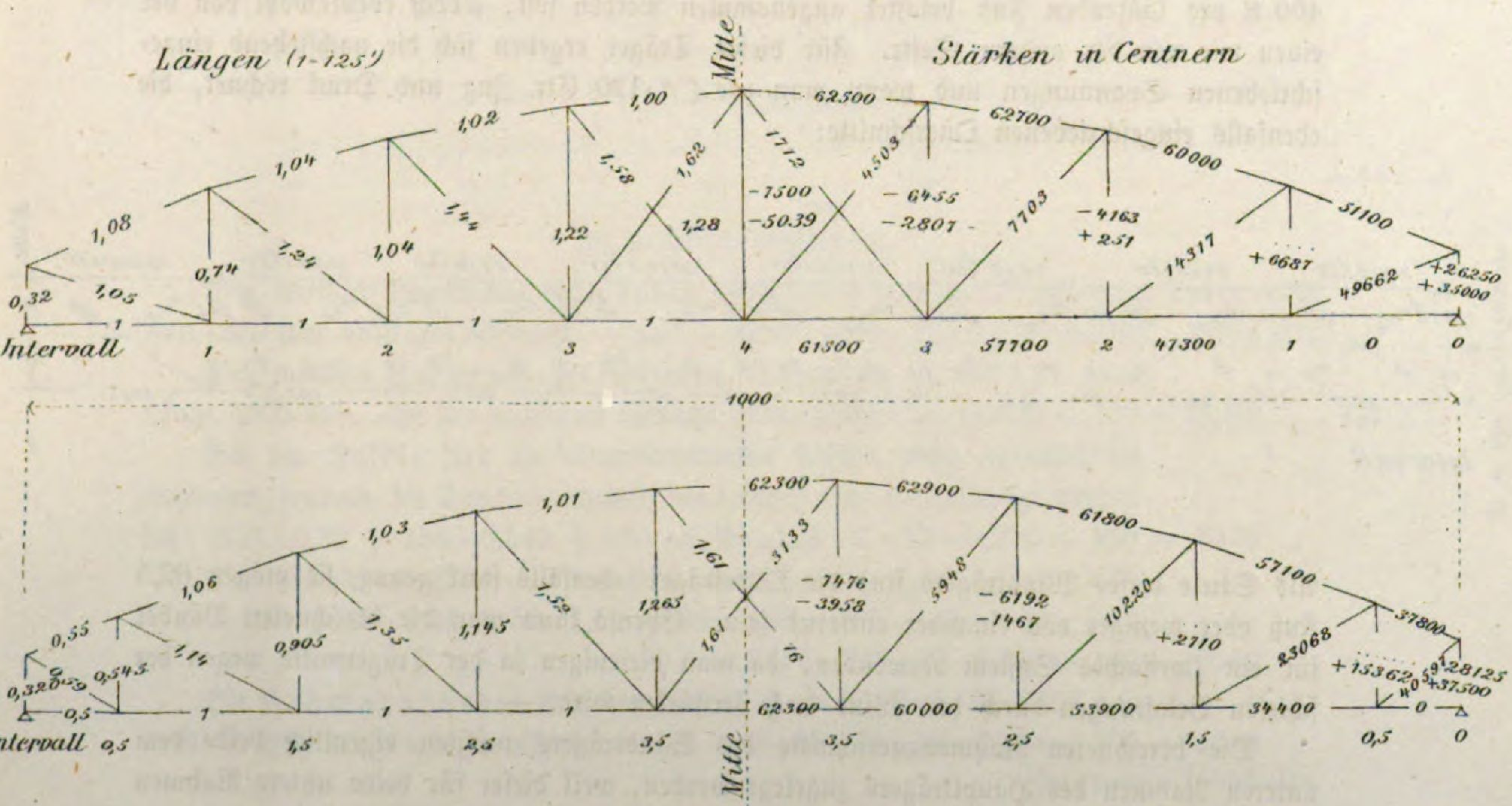
$$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n = (156{,}25\,n^3 - 6406{,}25\,n^2 + 41250\,n)\,\frac{1}{h_n}$$

$$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1} = (156{,}25\,n^3 - 6562{,}5\,n^2 + 51406{,}25\,n - 45000)\,\frac{1}{h_{n-1}}.$$

Hieraus ergiebt sich in Centnern:

Intervall	1	2	3	4	5	6	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5
$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_n$	47297	55889	57638	56641	53791	48582	34404	53026	57229	57389	55444	51600
$\mathrm{Max}_n\,\mathrm{Min}_n\,H_{n-1}$	0	44343	52289	53791	52734	49948	0	32791	49659	53476	53498	51553
Differenz	47297	11546	5349	2850	1057	−1366	34404	20235	7570	3913	1946	47

Diese Differenzen, durch $\mathrm{Cos}\,\alpha_n$ dividirt oder mit der betreffenden Bandlänge multiplicirt, ergeben die Anstrengungen der Bänder, welche nachstehend mit den Längen und den nach I. 5. berechneten Anstrengungen der übrigen Constructionstheile eingeschrieben sind:

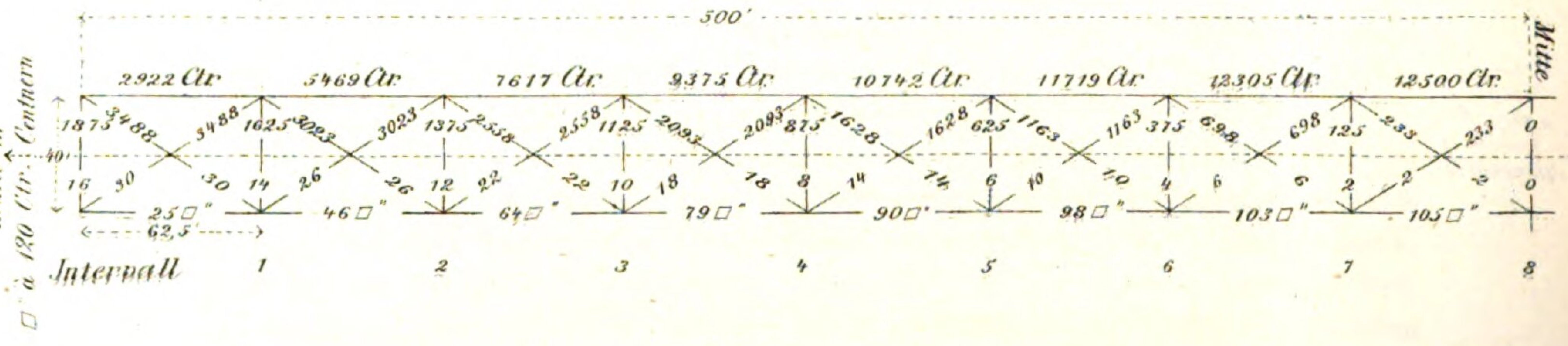


Die Stiele sind unter der Annahme berechnet, daß die ganze Last in den Intervallpunkten des unteren Rahmens concentrirt sei, und die für sie gefundenen Werthe bedürfen deshalb einer Correctur. Das Gewicht des oberen Rahmens mit den betreffenden Theilen der Bänder ist für die Länge eines halben Intervalles auf 3000 Ctr. zu schätzen, und dieses Gewicht ist demnach den positiven Werthen der Stiele zuzulegen und von den negativen abzuziehen; interpolirt man die nicht berechneten Minimalwerthe der Stiele, und legt die beiden Systeme auf einander, so erhält man für die zu beiden Gleisen gehörige Trägerhälfte folgende Werthe:

		Intervall	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5
In Centnern	Oberer Rahmen		88900	108200	117100	121800	124500	125600	125400	124800	—	—	—
	Unterer Rahmen		0	34400	81700	101200	111600	117700	121500	123800	—	—	—
	Stiele	Min.	55900	13000	5300	1500	−1200	−3200	−3500	−4500	Mittelstiel −4500	—	—
		Max.	74000	18400	9700	5700	3300	1500	200	−1000	−2000	—	—
	Bänder		40597	49662	23068	14317	10220	7703	5948	4503	3133	1712	76

Gegen den Windbruck braucht der obere Rahmen wegen seiner stabilen Form und wegen seines überall starken Querschnittes nicht besonders versichert zu werden, dagegen ist dies beim unteren nothwendig.

Die beiden unteren Rahmen, 40 Fuß von Mitte zu Mitte entfernt, bilden mit den 62,5 Fuß von einander entfernten Querträgern einen horizontalen Träger, welcher mit 400 ℔ pro laufenden Fuß belastet angenommen werden soll, jedoch ebensowohl von der einen wie von der andern Seite. Für diesen Träger ergeben sich die nachstehend eingeschriebenen Spannungen und wenn man pro □" 120 Ctr. Zug und Druck rechnet, die ebenfalls eingeschriebenen Querschnitte:

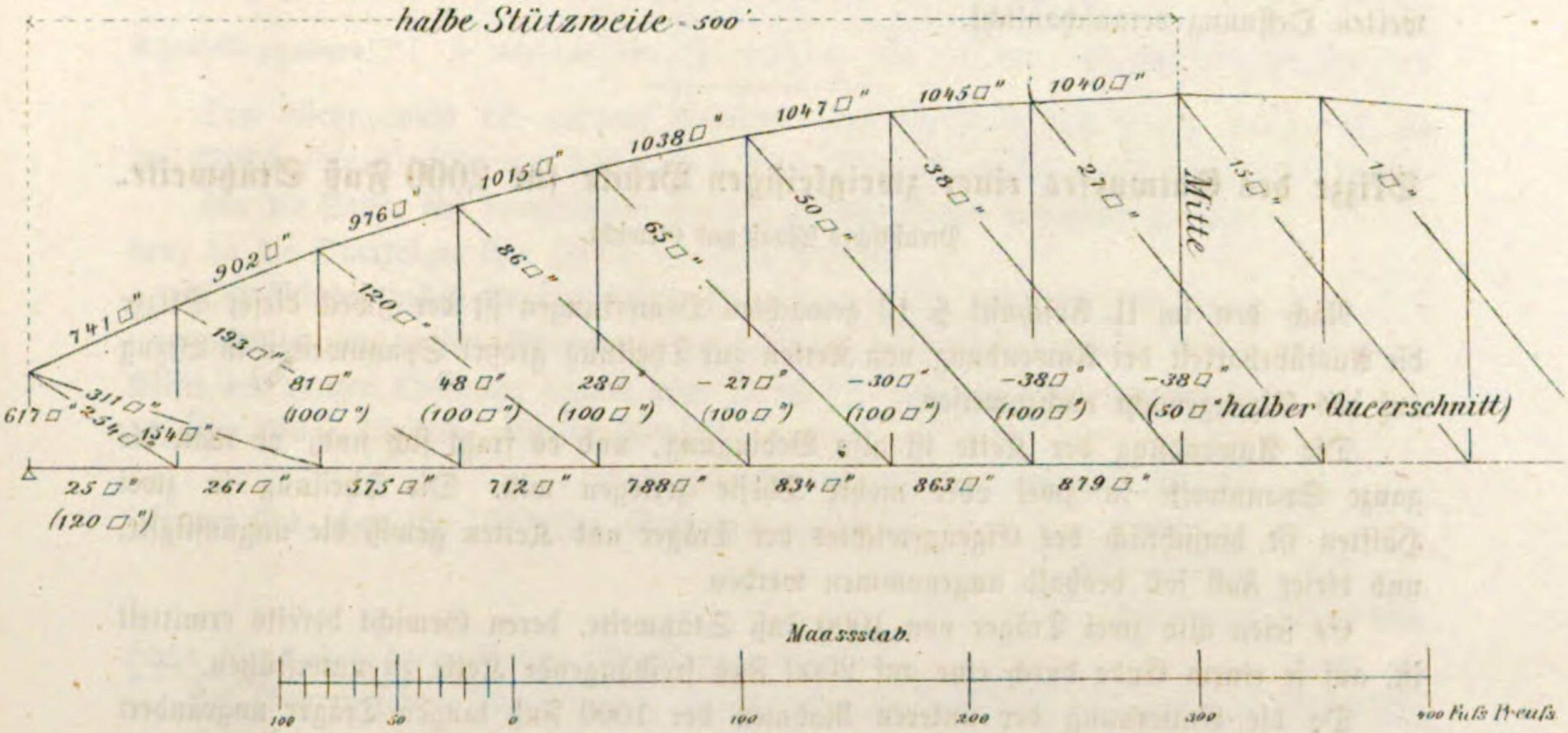


Als Stiele dieses Windträgers sind die Querträger jedenfalls stark genug, sie mögen 62,5 Fuß oder weniger von einander entfernt sein. Ebenso kann man die berechneten Bänder für ein zweifaches System verwenden, da man diejenigen in der Trägermitte wegen der schiefen Belastungen durch den Wind doch verstärken wird. —

Die berechneten Rahmenquerschnitte des Windträgers müßten eigentlich beide dem unteren Rahmen des Hauptträgers zugelegt werden, weil dieser für beide untere Rahmen der Brücke gilt; dies soll jedoch nicht geschehen, weil ein Windbruck von 400 ℔ pro laufenden Fuß niemals gleichzeitig auf der ganzen Brückenlänge stattfinden wird; es wird genügen, die für einen der Rahmen des Windträgers gefundenen Quadratzolle der Summe der unteren Rahmen des Hauptträgers zuzulegen.

Rechnet man nun für den Hauptträger pro □" des unteren Rahmens und der beiden ersten Bänder 160 Ctr. pro □", der übrigen Bänder, der Stiele und des oberen Rahmens 120 Ctr. Belastung, so erhält man die nachstehend eingeschriebenen Trägerquerschnitte. Bei den Stielen ist nur der größere der beiden Werthe berücksichtigt und wo diese theoretisch ermittelten Stärken aus Rücksicht auf die erforderliche Steifigkeit ungenügend schienen, sind die für die Gewichtsberechnung als maaßgebend angenommenen Querschnitte in Klammern beigefügt:

Queerschnitte einer Trägerhälfte für beide Gleise.



Gewichtsberechnung.

Der mittlere Querschnitt des oberen Rahmens ist 976 □" und seine Länge 1040 Fuß, also sein nutzbares Gewicht: (976 · 1040 · 12 · 0,279) ÷ 100 33984 Ctr.

Der mittlere Querschnitt des unteren Rahmens ist 629 □", seine Länge 1000 Fuß, also sein nutzbares Gewicht (629 · 1000 · 12 · 0,279) ÷ 100 = 21059 "

Für die Stiele sind die eingeklammerten Zahlen nicht eigentlich die nutzbaren, sondern die Totalquerschnitte, was indeß nicht berücksichtigt werden soll: (617 · 0,32 + 154 · 0,545 + 100 · 6,955) 125 · 2 · 12 · 0,279 ÷ 100 = 8176 "

Die Bänder: (254 · 0,59 + 311 · 1,05 + 193 · 1,14 + 120 · 1,24 + 86 · 1,35 + 65 · 1,44 + 50 · 1,52 + 38 · 1,58 + 27 · 1,61 + 15 · 1,62 + 1 · 1,61) 2 · 125 · 12 · 0,279 ÷ 100 = 10550 "

Die Fahrbahnbänder sind durchschnittlich 16 □" stark, 32 Stück und jedes 75 Fuß lang, wiegen also: 16 · 32 · 75 · 12 · 0,279 ÷ 100 = 1286 "

Zusammen 75055 Ctr.

Für Versteifungen der Röhre, Kettenaugen, Laschen, Nietköpfe u. s. w. circa $\frac{1}{3}$ . . . . 24945 "

„Trägergewicht" für beide Gleise 100000 Ctr.

Das Gewicht der reinen Querschnitte sämmtlicher Trägertheile der Royal-Albert-Brücke beträgt 590 Tons, das Gewicht des fertigen Trägers 736 Tons, wonach 146 Tons oder nicht ganz $\frac{1}{4}$ für die Verstrebungen der Röhre und der Kette, für Kettenaugen, Laschen und Nietköpfe aufgewandt werden mußten. Es ist demnach sehr wahrscheinlich bei der vorliegenden Skizze der Zuschlag von $\frac{1}{3}$ — um $\frac{1}{3}$ größer als bei jener Brücke — vollständig genügend, und wie bei der Berechnung der Querschnitte angenommen, beträgt also das Gewicht:

(1000 + 51) ℔ pro laufenden Fuß Gleis.

Das Gewicht der ganzen Oeffnung für beide Gleise ist also $\frac{2 \cdot 6000 \cdot 1000}{100} = 120000$ Ctr., d. i. das 3,6fache einer der 456 Fuß langen eingleisigen Röhren der Britannia-Brücke; ein Verhältniß, welches die technischen Schwierigkeiten der Ueberbrückung einer 1000 Fuß weiten Oeffnung veranschaulicht. —

Skizze des Entwurfes einer zweigleisigen Brücke für 2000 Fuß Stützweite.

Preußisches Maaß und Gewicht.

Nach den im II. Abschnitt §. 13 gemachten Bemerkungen ist der Zweck dieser Skizze die Ausführbarkeit der Anwendung von Ketten zur Theilung großer Spannweiten in Bezug auf das Eigengewicht nachzuweisen.

Die Anwendung der Kette ist also Bedingung, und es fragt sich nur, ob man die ganze Spannweite in zwei oder mehre Theile zerlegen will. Die Theilung in zwei Hälften ist hinsichtlich des Eigengewichtes der Träger und Ketten gewiß die ungünstigste, und dieser Fall soll deshalb angenommen werden.

Es seien also zwei Träger von 1000 Fuß Stützweite, deren Gewicht bereits ermittelt ist, auf je einem Ende durch eine auf 2000 Fuß freihängende Kette zu unterstützen. —

Da die Entfernung der unteren Rahmen der 1000 Fuß langen Träger ungeändert 40 Fuß bleiben soll, so sind ihre Stärken zunächst für die doppelte Stützweite zu modifiziren:

Die Fahrbahn bildet einen Träger von 2000 Fuß Länge und 40 Fuß Breite, welcher durch die Querträger in Intervalle von 62,5 Fuß getheilt wird. Rechnet man für diesen unvortheilhaft gestalteten Träger wiederum eine horizontale Belastung von 400 ℔ pro laufenden Fuß und setzt seine Intervallgröße von 62,5 Fuß = 1, so erhält man für ihn nach den Formeln des I. Abschnittes:

$$h = 0{,}64 \quad l = 32 \quad P = 250 \text{ Ctr.}$$

und wenn man pro □″ 160 Ctr. Zug und Druck annimmt:

$$T_n = (32n - n^2)\, 1{,}22 \,□'' \quad S_n = (16{,}5 - n)\, 1{,}56 \,□'' \quad N_n = 1{,}9\, S_n$$

woraus sich ergiebt:

Intervall	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Oberer Rahmen □″	38	73	106	137	165	190	214	234	253	268	282	293	301	307	311	312
Stiele □″	24	23	21	19	18	16	15	13	11	10	8	7	6	4	3	1
Bänder □″	46	44	40	36	34	30	28	25	21	19	15	13	11	8	6	2

Die unteren aus Kettengliedern zusammengesetzten Rahmen der beiden 1000 Fuß langen Träger kann man an ihren Enden je zwei mit einander durch Bolzen verbinden, wodurch sie befähigt werden, als Rahmen des 2000 Fuß langen Windträgers zu dienen. Da aber die stärksten Querschnitte, welche sie als Theile des horizontalen Trägers haben müssen, mit ihren schwächsten als Theilen des verticalen Trägers zusammenfallen, so sollen ihnen die ersteren ganz — und nicht wie in der vorigen Skizze nur zur Hälfte — zugelegt werden. Für die Summe der unteren Rahmen eines der 1000 Fuß langen Träger beträgt demnach die Zulage das Doppelte der für jedes Intervall der oberen Rahmen des 2000 Fuß langen horizontalen Trägers berechneten Querschnitte; also:

Intervall (à 62,5′)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Zulage □″	76	146	212	274	330	380	428	468	506	536	564	586	602	614	622	624
Zugelegt sind □″	120	46	64	79	90	98	103	105	105	103	98	90	79	64	46	120
Also bleibt zuzulegen □″	0	100	148	195	240	282	325	363	401	433	466	496	523	550	576	504

Das Mehrgewicht der unteren Rahmen jedes der 1000 Fuß langen Träger ist, da im Mittel ihre Verstärkung 350 □″ beträgt $350 \cdot 12 \cdot 0{,}279 \cdot 1000 \div 100$ 11718 Ctr.

Für die Stiele des horizontalen Trägers braucht Nichts berechnet zu werden, da die Querträger ihre Stelle vertreten können.

Die Bänder haben durchschnittlich einen Querschnitt von 25,8 □″, wenn man nämlich wegen der Bewegung der Kette die fünf letzten (welche in der Mitte der ganzen Oeffnung liegen) auch zu 15 □″ annimmt; ihre Anzahl ist 32, ihre Länge 75 Fuß, also ihr Gewicht

$$25{,}8 \cdot 32 \cdot 75 \cdot 12 \cdot 0{,}279 \div 100 = 2073 \text{ Ctr.}$$

Hiervon sind schon für 1000 Fuß Stützweite berechnet . . . . . 1286 „

Also bleiben 787 „

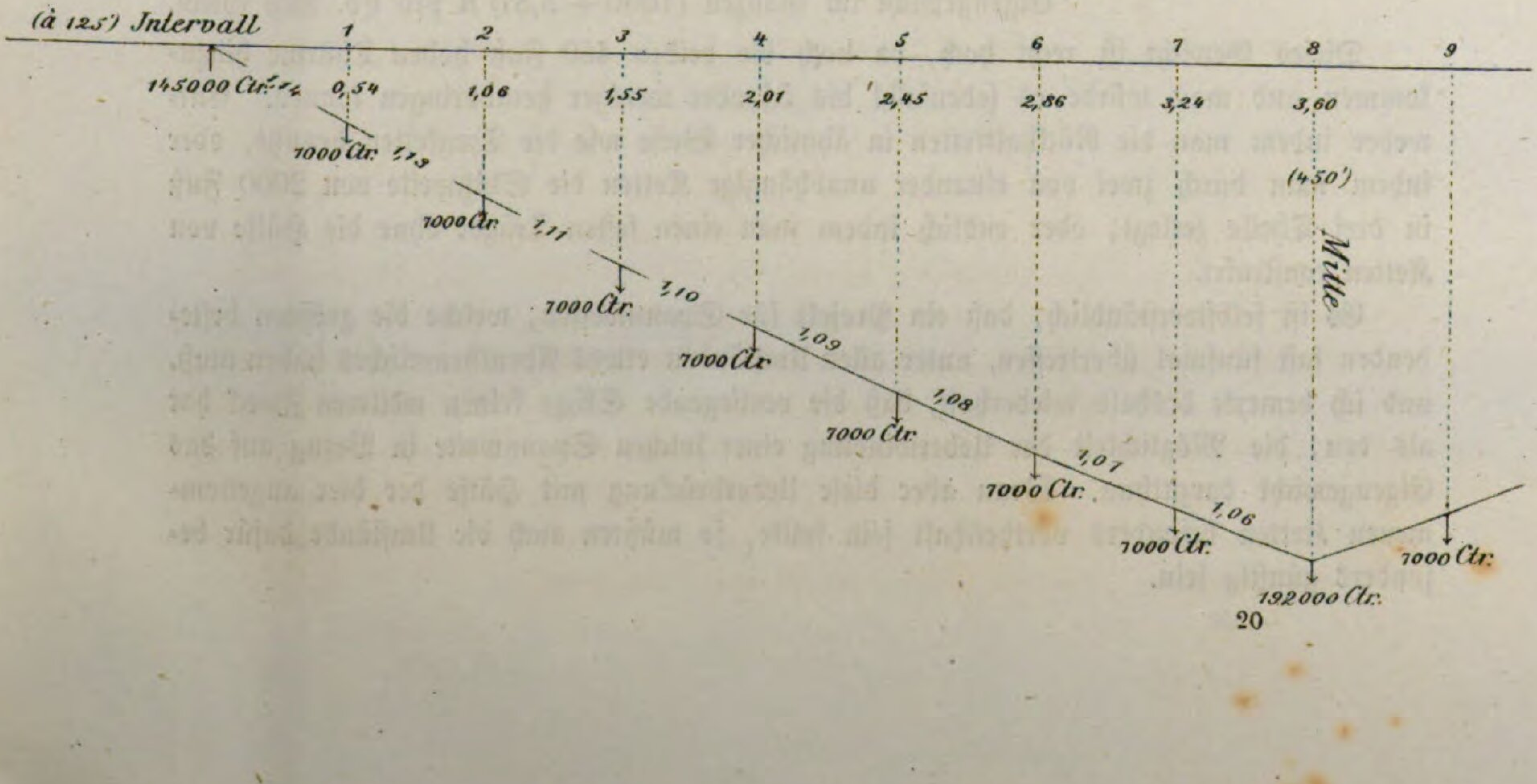
Zusammen 12505 Ctr.

Hiezu für Kettenaugen, Bolzen, Nietköpfe u. s. w. . . . . 2495 „

Im Ganzen jedem 1000′ langen Träger für Horizontalverband zuzulegen 15000 Ctr.

Die Tragketten müssen außerhalb der Träger liegen, also in der Mitte der Oeffnung etwa 50 Fuß von einander entfernt sein. Zur Unterstützung der Trägerenden müssen über die Kette Querträger gelegt werden, welche zugleich so weit verlängert sind, daß die oberen Rahmenenden gegen sie abgestützt werden können. Rechnet man für diese Querträger nebst Zubehör überschläglich 10000 Ctr., so haben die Ketten in der Mitte an äußerer Last zu tragen, wenn beide Gleise auf der ganzen Brückenlänge mit 2000 ℔ pro laufenden Fuß belastet sind:

Einen 1000 Fuß langen Träger mit Zubehör nach der vorigen Skizze . .	120000 Ctr.
Mehrgewicht für den Horizontalverband	15000 „
Querträger mit Zubehör in der Kettenmitte	10000 „
Aeußere Last 2 • 1000 • 20	40000 „
Im Ganzen	185000 Ctr.



Setzt man für die Tragketten die Länge von 125 Fuß = 1, die Höhe in der Mitte oder den Pfeil = 450 Fuß = 3,6, ihr Gewicht auf die Horizontalprojektion von 125 Fuß = 7000 Ctr., so findet man laut vorstehender Skizze die Horizontalkraft in der Mitte:

$$\frac{8 \cdot 145000 - 7 \cdot 7000 \cdot 4}{3,6} = 267778 \text{ Ctr.}$$

Diese Horizontalkraft muß in allen Theilen der Kette dieselbe sein und man findet demnach z. B. für den Punkt 1 die Höhe der Kette oder ihren Abstand von der Sehne $h_1 = \frac{145000}{267778}$ = 0,54 u. s. f., welche Höhen mit den daraus berechneten Längen für alle Intervalle eingeschrieben sind. Da die Ketten wegen der überwiegenden Belastung ihrer Mitte beinahe gerade Linien bilden, so begeht man mit der Annahme der auf die Horizontalprojektion gleichmäßigen Lastvertheilung nur einen kleinen Fehler, welcher überdies zur Vergrößerung des Kettenquerschnittes beiträgt. Die mittlere Länge eines Kettenintervalles ergiebt sich nach den eingeschriebenen Längen zu 1,1 = 137,5′, wonach die mittlere Spannung (1,1 · 267778) = 294556 Ctr. ist. Rechnet man pro □″ 225 Ctr. Zug, so findet man den mittleren Kettenquerschnitt $\frac{294556}{225}$ = 1309 □″, und das mittlere Gewicht pro Intervall:

$$\frac{1309 \cdot 137,5 \cdot 12 \cdot 0,279}{100} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad = 6026 \text{ Ctr.}$$

Hiezu, wie in den Ketten der Royal-Albert-Brücke circa $\frac{1}{6}$	974 „
Totalgewicht der Ketten pro Intervall	7000 Ctr.

wie bei der Berechnung angenommen worden.

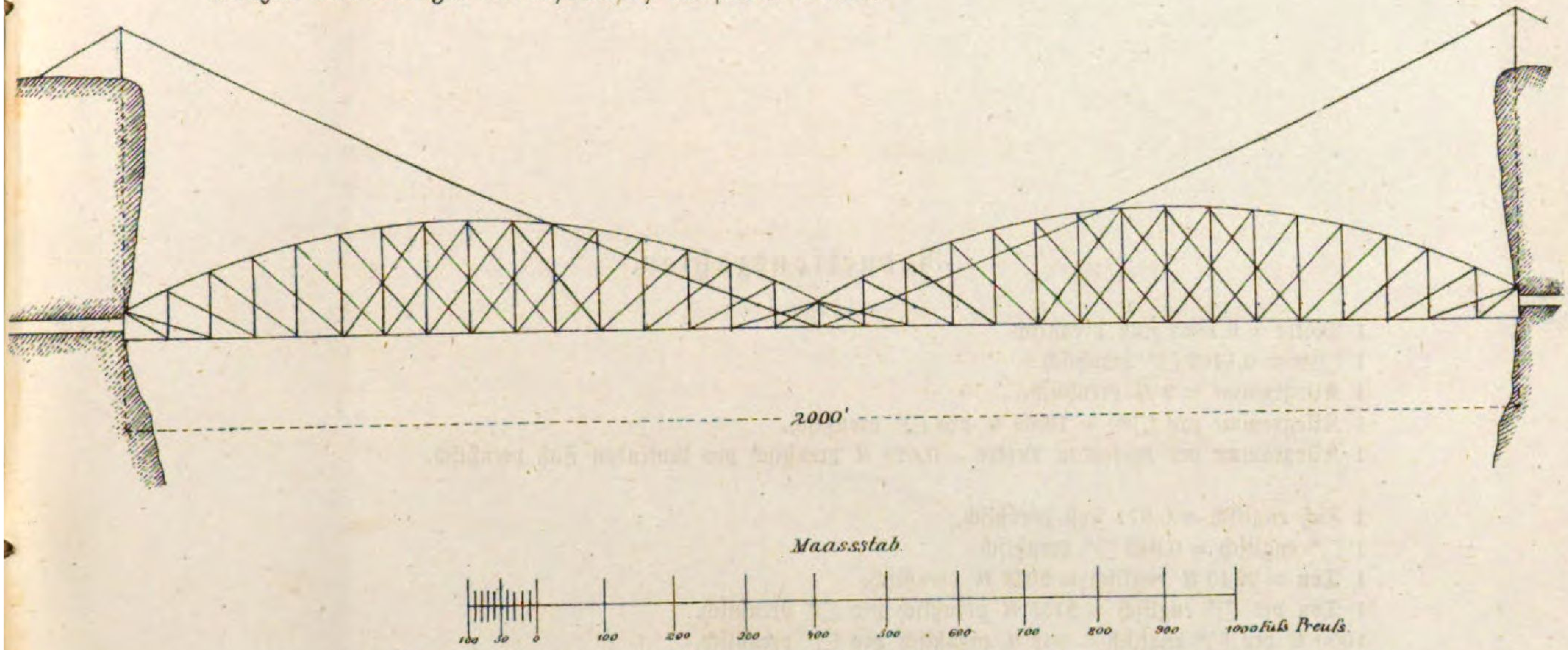
Macht man nun die für das Eigengewicht möglichst ungünstige Annahme, daß die Rückhaltketten ebenso schwer wie die Tragketten sind, so ergiebt sich das Eigengewicht für die Stützweite von 2000 Fuß:

2 Träger à 1000 Fuß ohne Fahrbahn	230000 Ctr.
Unterstützung derselben in Kettenmitte	10000 „
Tragketten 16 · 7000	112000 „
Rückhaltketten desgl.	112000 „
„Trägergewicht“ für 2000 Fuß	464000 Ctr.
„ pro lfd. Fuß	23200 „
„ pro lfd. Fuß Gleis	(5,81) ℔
Eigengewicht im Ganzen (1000 + 5,81) ℔ pro lfd. Fuß Gleis.	

Dieses Gewicht ist recht hoch, da noch die beiden 450 Fuß hohen Thürme hinzukommen und man würde es jedenfalls bis 51 oder weniger herabbringen können. Entweder indem man die Rückhaltketten in ähnlicher Weise wie die Tragketten benutzt, oder indem man durch zwei von einander unabhängige Ketten die Stützweite von 2000 Fuß in drei Theile zerlegt, oder endlich indem man einen festen Träger ohne die Hülfe von Ketten construirt.

Es ist selbstverständlich, daß ein Projekt für Spannweiten, welche die größten bestehenden fast fünfmal übertreffen, unter allen Umständen etwas Abentheuerliches haben muß, und ich bemerke deshalb wiederholt, daß die vorliegende Skizze keinen weiteren Zweck hat als den, die Möglichkeit der Ueberwindung einer solchen Spannweite in Bezug auf das Eigengewicht darzuthun. Wenn aber diese Ueberbrückung mit Hülfe der hier angenommenen Ketten besonders vortheilhaft sein sollte, so müßten auch die Umstände dafür besonders günstig sein.

Denkt man sich einen tiefen, von steilen Felswänden eingeschlossenen Meeresarm, welcher mehre 100 Fuß unter der Oberfläche des Ufers überschritten werden sollte, so würden sich nicht allein die Rückhaltketten entsprechend verkürzen, sondern auch die Höhe der Thürme würde sich verringern, wodurch das Eigengewicht bedeutend niedriger und das Ansehen des Ganzen viel weniger abentheuerlich ausfallen würde.



Für ein derartiges Terrain beträge das Eigengewicht höchstens (1000 + 51) *U* pro laufenden Fuß Gleis. —

Jedenfalls sind solche Projekte wegen des ungelösten — vielleicht unlösbaren — Räthsels ihrer Ausführung zur Zeit den Luftschlössern zuzuzählen und im günstigsten Falle beeinträchtigen sie den Glauben an die Unmöglichkeit der Ueberwindung solcher Spannweiten.

Wo die Möglichkeit aufhört, läßt sich weder theoretisch noch praktisch ermitteln und es bleibt Jedem überlassen darüber beliebige Hypothesen aufzustellen. —

Reductionszahlen.

1 Mètre = 3,1862 Fuß preußisch.
1 □$^{\text{cm}}$ = 0,1462 □" preußisch.
1 Kilogramme = 2 ℔ preußisch.
1 Kilogramme pro □$^{\text{cm}}$ = 13,68 ℔ pro □" preußisch.
1 Kilogramme pro laufenden Mètre = 0,628 ℔ preußisch pro laufenden Fuß preußisch.

1 Fuß englisch = 0,971 Fuß preußisch.
1 □" englisch = 0,943 □" preußisch.
1 Ton = 2240 ℔ englisch = 2032 ℔ preußisch.
1 Ton pro □" englisch = 2155 ℔ prrußisch pro □" preußisch.
1000 ℔ pro □" englisch = 962 ℔ preußisch pro □" preußisch.
1 Ton pro laufenden Fuß englisch = 2092 ℔ preußisch pro laufenden Fuß preußisch.
1000 ℔ englisch pro laufenden Fuß englisch = 934 ℔ preußisch pro laufenden Fuß preußisch.
1 ℔ englisch = 0,907 ℔ preußisch oder Zollpfund.

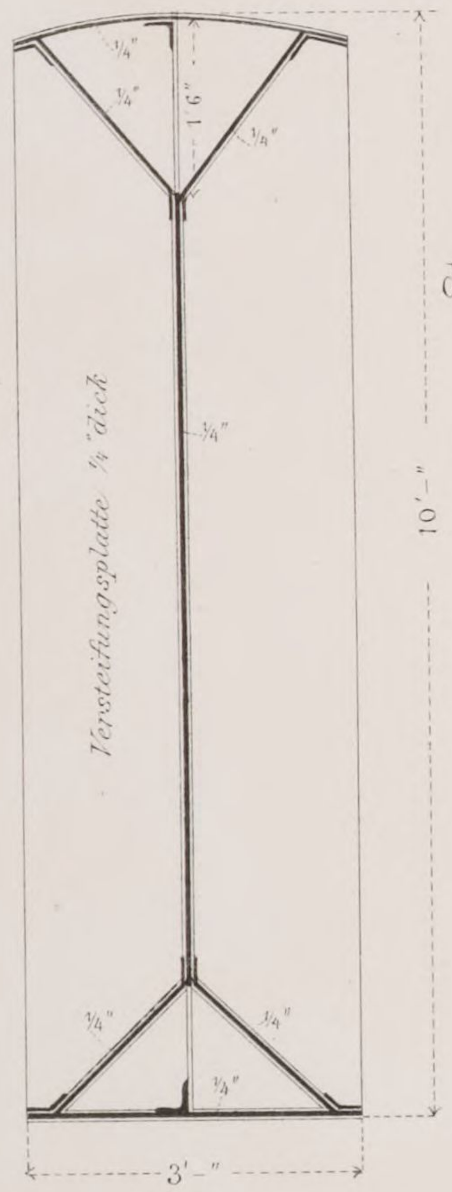
Berlin, Druck von Gebr. Unger (C. Unger), Königl. Hofbuchdrucker.

BRUNEL'S TRÄGER

Figur 1.

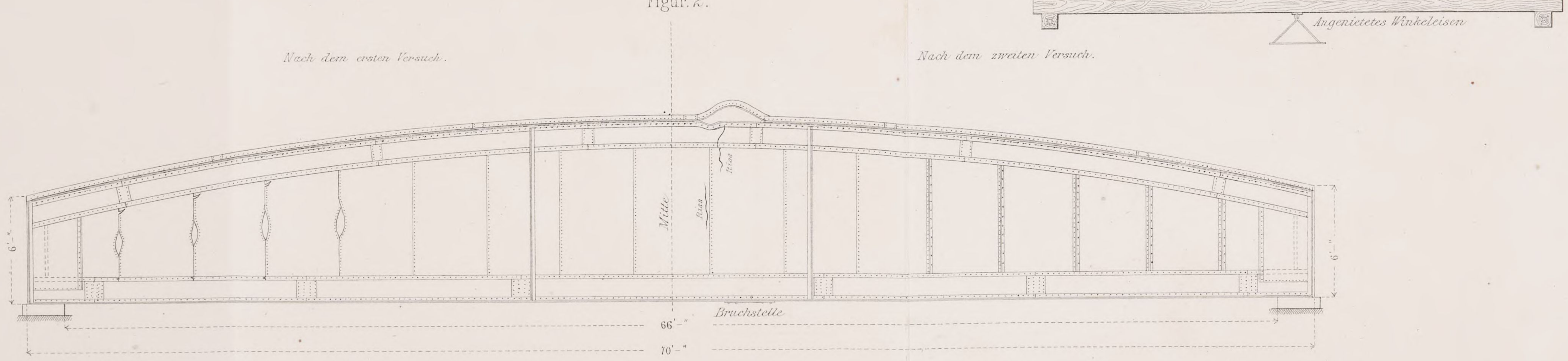
Queerschnitt durch die Mitte

In grösserem Maassstabe



Figur 2.

Nach dem ersten Versuch. Nach dem zweiten Versuch.



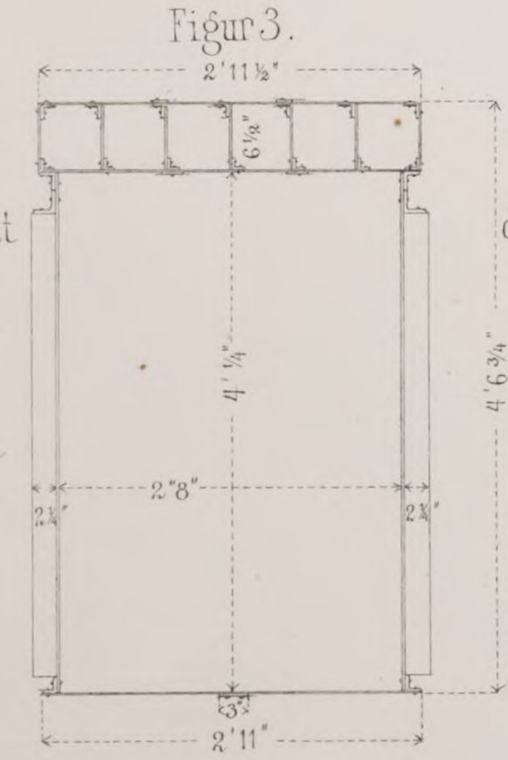
STEPHENSON'S MODELLTRÄGER

Figur 3.

Queerschnitt durch die Mitte

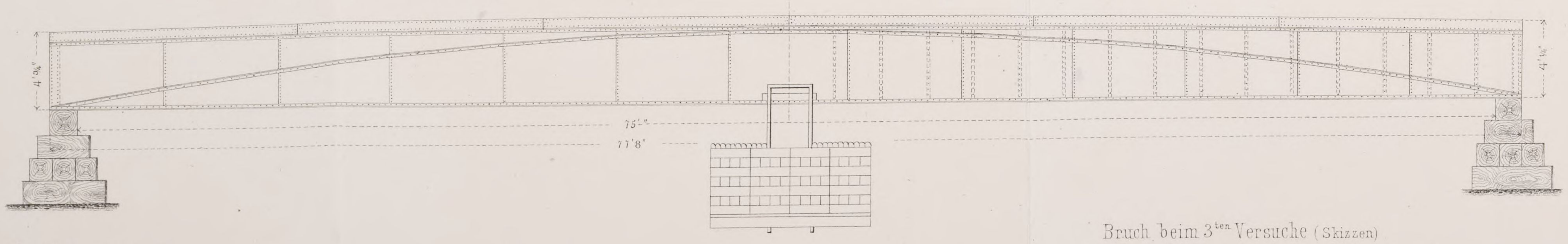
Beim Beginn der Versuche

Im 3 Fachen Maassstabe



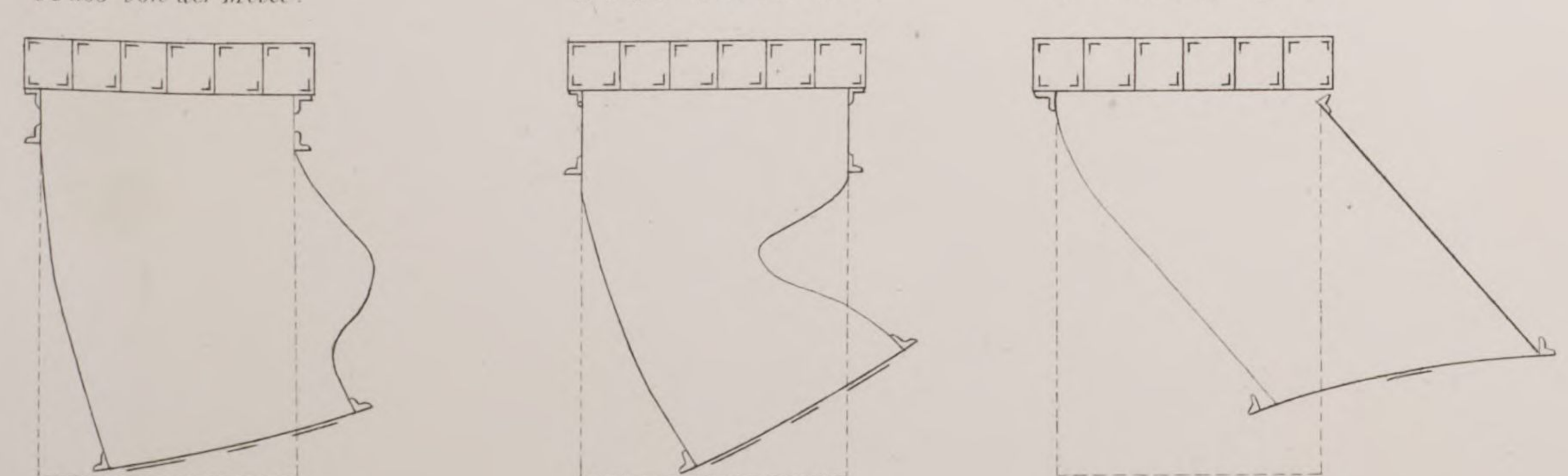
Figur 4. Längenansicht.

Beim ersten und zweiten Versuche — Beim 3ten und den folgenden Versuchen

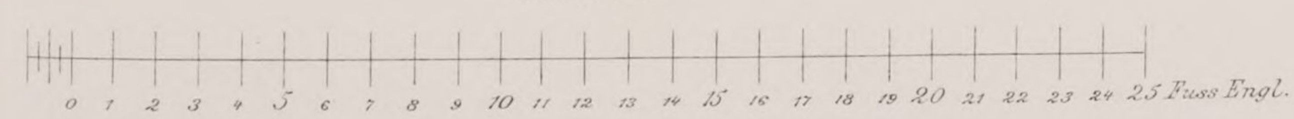


Figur 5. Queerschnitte nach dem zweiten Versuche (Skizzen)

9 Fuss von der Mitte — 15 Fuss von der Mitte — Auf dem Auflager



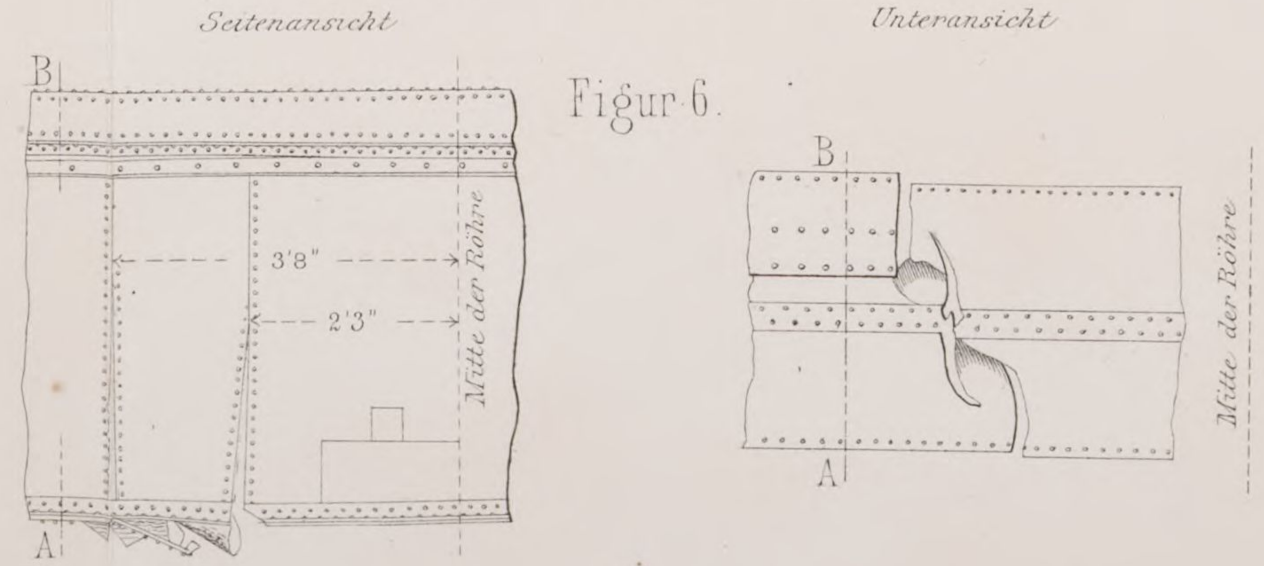
Maassstab




Bruch beim 3ten Versuche (Skizzen)

Figur 6.

Seitenansicht — Unteransicht



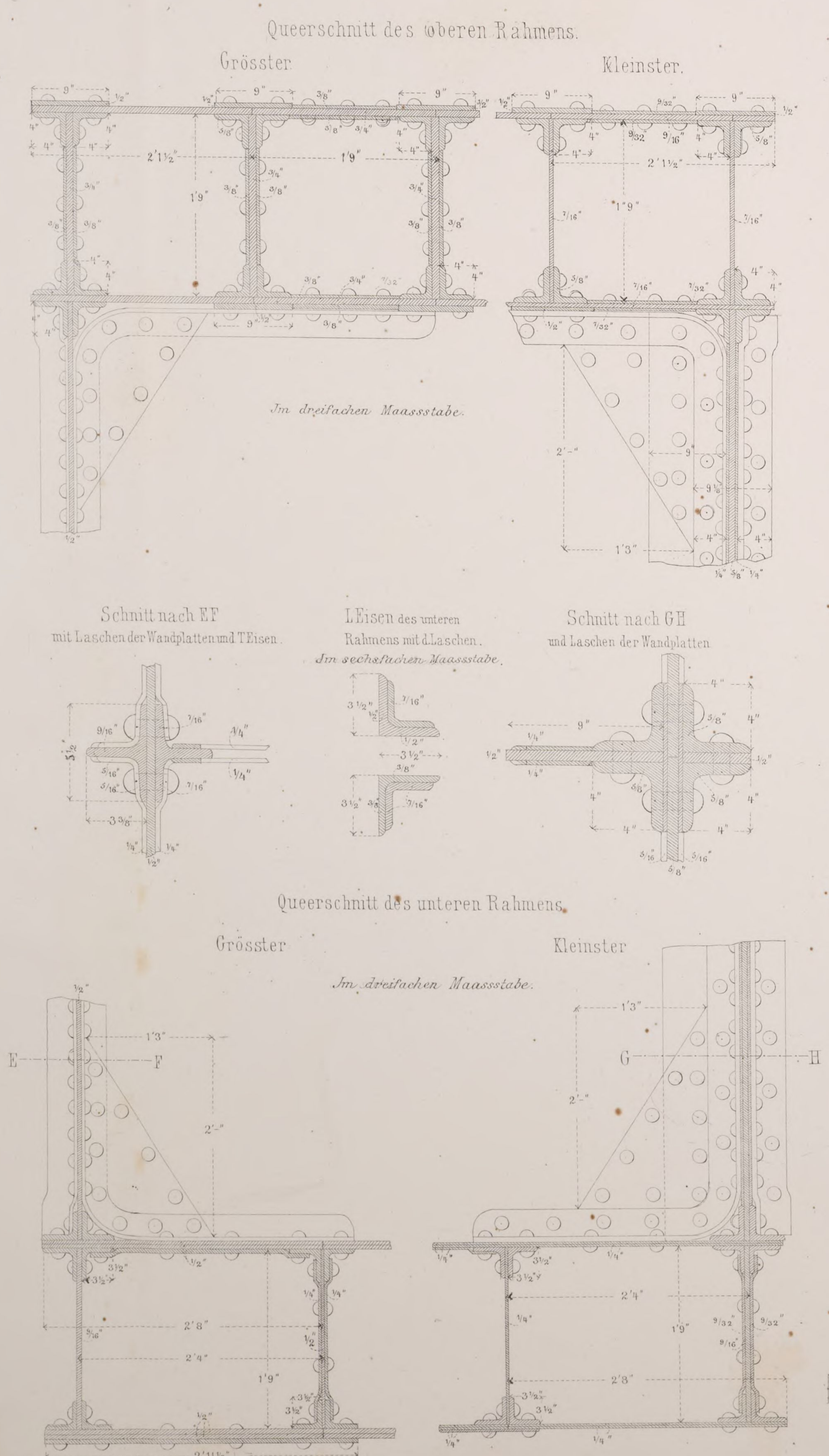
Lith. u. Druck v. Carl Kläger in Berlin.

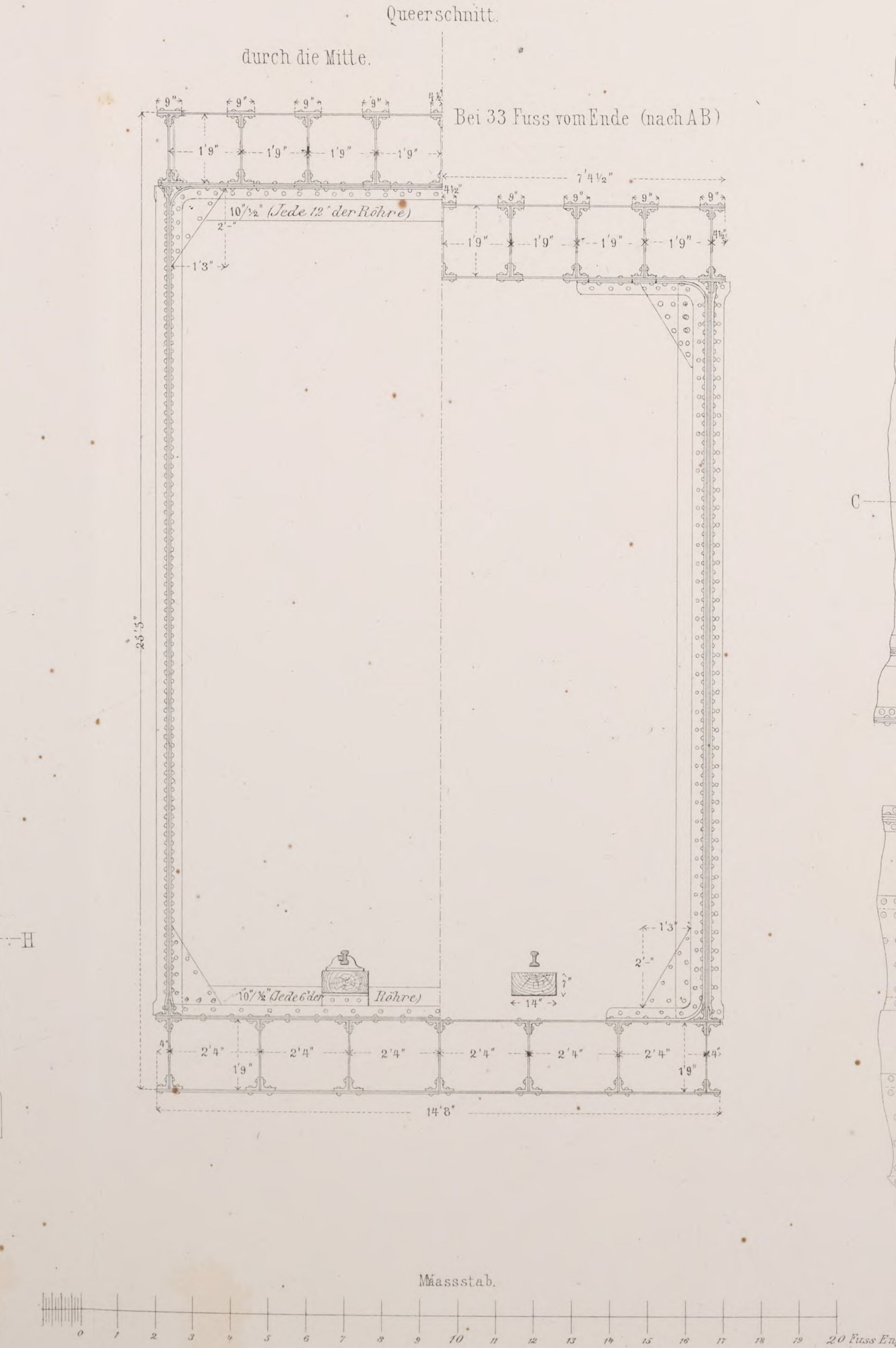


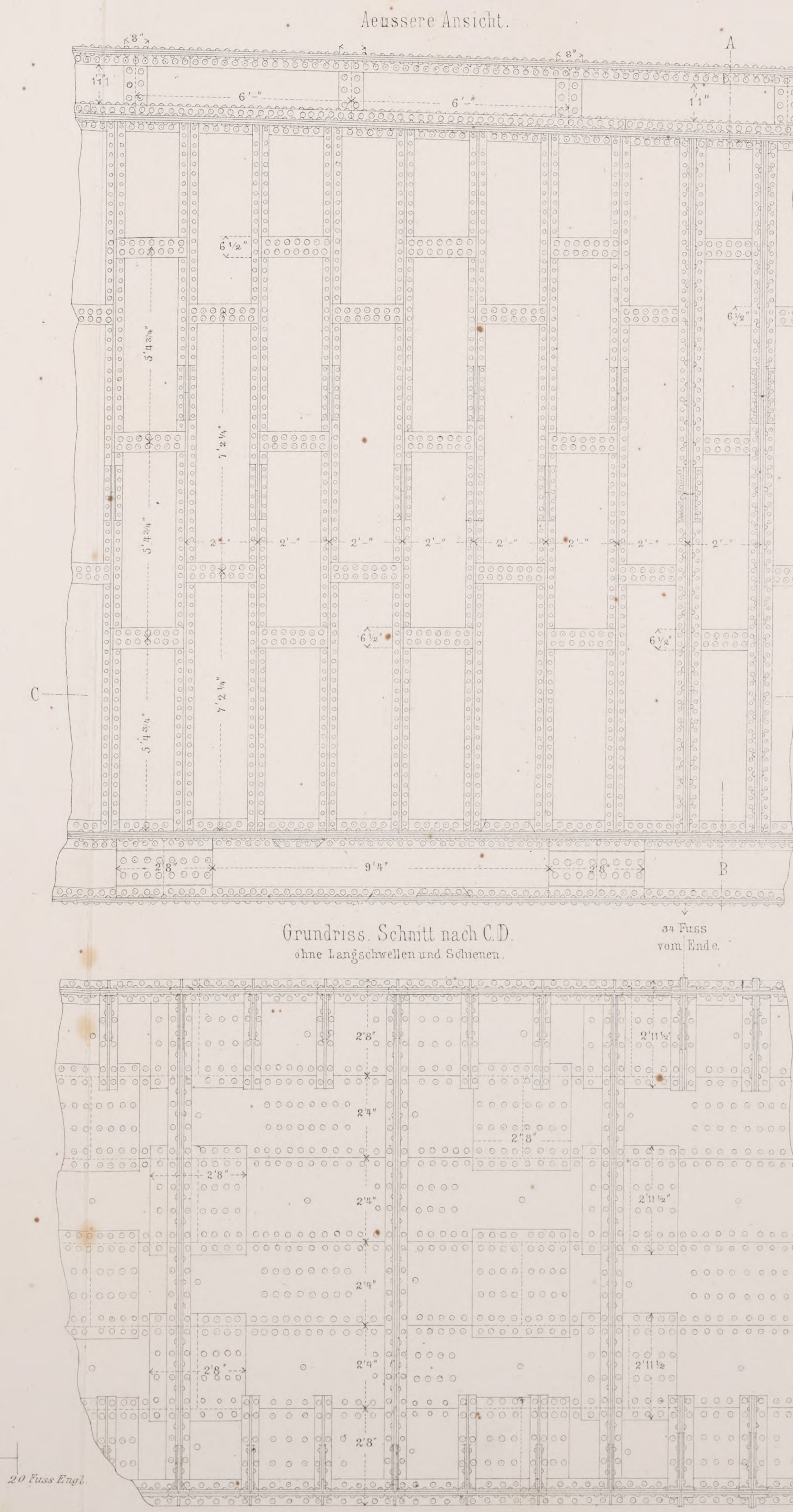
Lith. u. Druck v. Carl Ringer in Berlin.

CONWAY-BRÜCKE

erbaut von Robert Stephenson 1846 bis 1848.



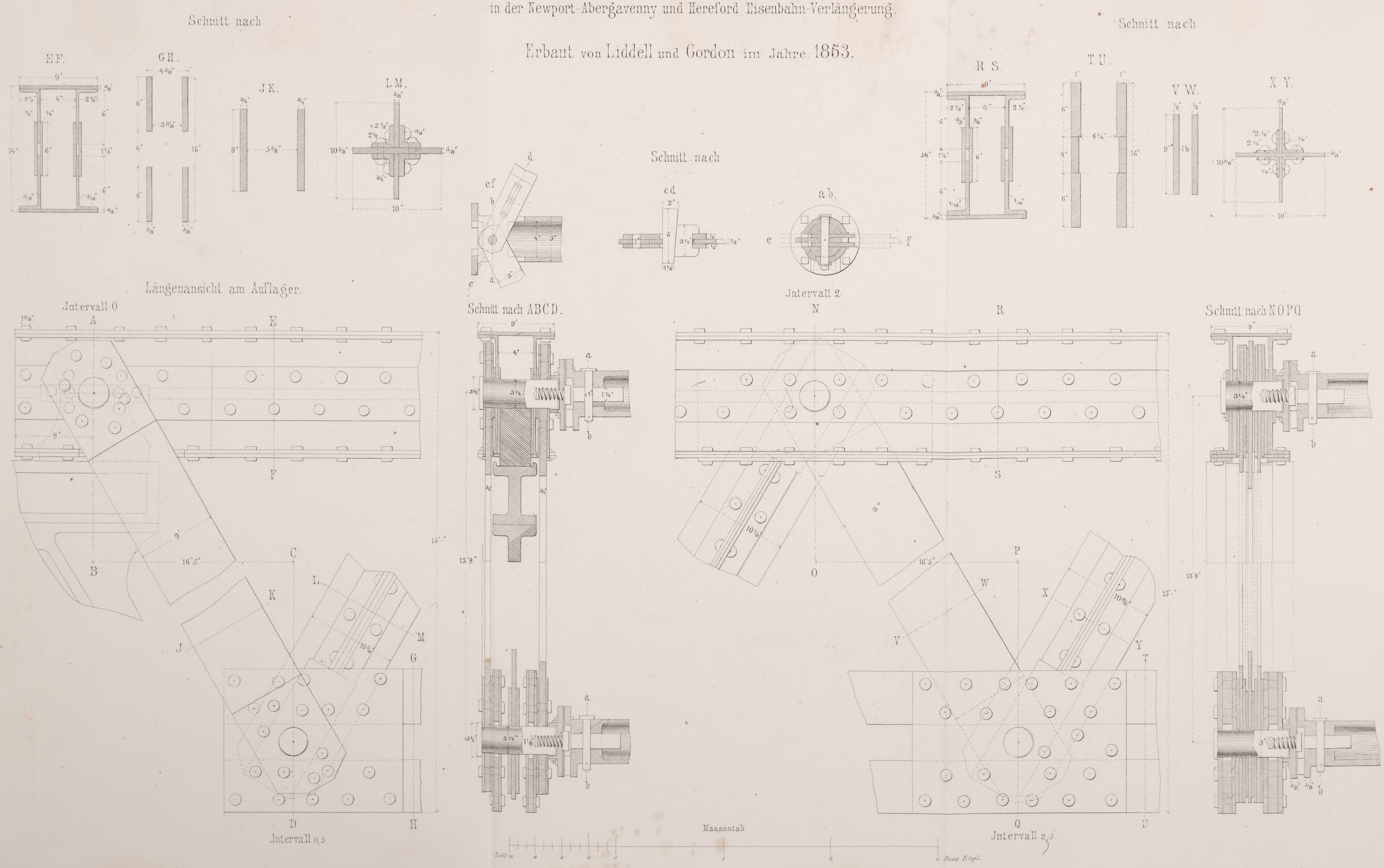




CRUMLIN - VIADUCT

in der Newport-Abergavenny und Hereford Eisenbahn-Verlängerung.

Erbaut von Liddell und Gordon im Jahre 1853.



Lith. u. Druck von Carl Rieger in Berlin.

ROYAL-ALBERT-BRÜCKE.

